

Das Laboratoriumsgebäude der Siemens & Halske AG. in München.

Von Dipl.-Ing. Ewald Sehorsch und Dipl.-Ing. Oswald Schinzel, Siemens Bauunion GmbH, München.

Entwurf.

Für Industriebauten verlangt der Betriebsingenieur von jeher möglichst freizügige Nutzung des Raumes. Hierfür erweist sich der Stahlbeton als besonders vorteilhaft; denn er bietet die Möglichkeit, weite Räume frei und trotzdem wirtschaftlich zu überspannen. Beispiel hierfür ist der Neubau des Laboratoriums der Siemens & Halske AG. in München.

Bei der verlangten Gebäudetiefe von rund 16 m bot sich als Lösung der zweistöckige Stockwerkrahmen mit vorgespannten Riegeln. Der Achsabstand der einzelnen Rahmen war durch gestalterische Wünsche mit 3,5 m gegeben. Als rechnerische Nutzlast waren 1 kg/m^2 vorzusehen.

daß massive Stahlbetondecken bei den vorgegebenen Verhältnissen besonders wirtschaftlich waren.

Zwischen den aus Sichtbeton hergestellten, innen zum Wärmeschutz mit Korkplatten bekleideten Säulen wurden als Brüstungen Kunststeinplatten mit innenseitiger Bimsbetonschicht und darüber die sehr dichten, mit Thermopanglas versehenen Aluminiumfenster versetzt. Mit dieser Konstruktion wird erreicht, daß die gesamte Fassade keinerlei Putz und spätere Unterhaltungsarbeiten erfordert. Es ergeben sich außerdem noch wesentliche terminliche Vorteile, da die Brüstungen und Fenster eines jeden Stockwerkes sofort nach dem Ausschalen versetzt werden können, so daß unmittelbar nach

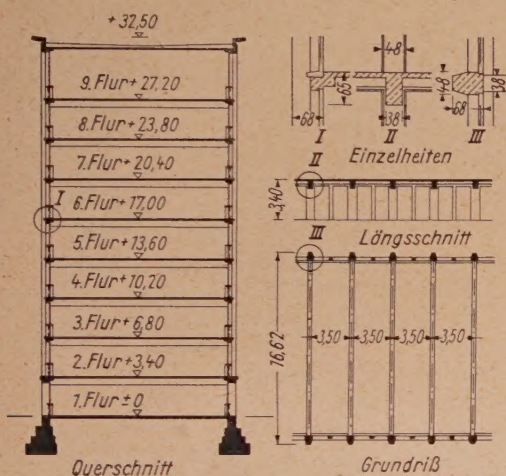


Bild 1. Konstruktions-System.

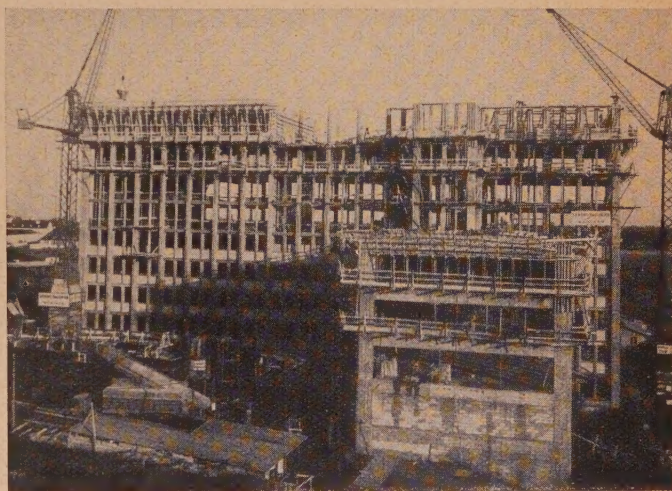


Bild 3. Baustadien.



Bild 2. Gesamtansicht des Laborgebäudes.

Im Bild 1 ist das gewählte Tragsystem mit den Hauptabmessungen dargestellt; Bild 2 zeigt das im Rohbau fertige Gebäude. Man sieht, wie ein hohes durchgehendes Fensterband, das nur durch sehr kleine Stützen unterbrochen wird, für eine einwandfreie Belichtung sorgt, eine entsprechende Stockwerkshöhe den nötigen Luftaustausch sicherstellt und die mittelstützenfreie Konstruktion die denkgrößte Freizügigkeit in der Einrichtung ermöglicht. Bei diesem System aus einem Erdgeschoß und 8 Obergeschossen bestehenden Stockwerkrahmen fällt zunächst auf, daß die Säulen in allen Stockwerken gleiche Querschnitte besitzen. Damit wurde nicht nur ein Wunsch des Architekten erfüllt; diese Maßnahme hat sich vielmehr auch aus statischen und konstruktiven Gründen sowie mit Rücksicht auf die Ausführung als vorteilhaft erwiesen. Ebenso zeigte es sich,

Beendigung der Betonarbeiten auch die Fassade endgültig fertig ist. Beim Laborgebäude hat sich dieser Umstand sehr günstig ausgewirkt; denn im Spätherbst, zu einem Zeitpunkt, als noch in den oberen Stockwerken betoniert wurde, konnte in den unteren, bereits beheizten und geschlossenen Stockwerken der Innenausbau unbeeinträchtigt von der Witterung vor sich gehen. Die einzelnen Baustadien sind auf Bild 3 sehr anschaulich zu erkennen. Man kann diesem Bild auch entnehmen, daß bei dieser Bauweise eine Einrüstung des gesamten Gebäudes überflüssig wird. Es genügt ein Schutzgerüst, das als Auslegergerüst ausgebildet und von Geschoß zu Geschoß mitgenommen wird.

2. Statik.

Dank der regelmäßigen Gliederung des Gebäudes genügt es, einen Normalrahmen zu berechnen. Im folgenden sollen die wesentlichsten Überlegungen dabei mitgeteilt werden:

Bei der Vorspannung statisch unbestimmter Systeme spielen die Formänderungen aus der Vorspannung und damit die aus ihnen erzeugten Schnittgrößen eine bedeutsame Rolle, so daß man ihrer richtigen Erfassung sein besonderes Augenmerk zuwenden muß. Denkt man nun außerdem daran, daß die Vorspannung immer mit großen Kräften arbeitet, so erkennt man die Wichtigkeit, durch die richtige Ermittlung der an den Formänderungen beteiligten Plattenbalkenquerschnitte die Lage der Vorspannkraft zum Querschnittsschwerpunkt festzulegen. Nur so wird es möglich, die Schnittgrößen aus dem Lastfall Vorspannung und darüber hinaus das Kräftespiel in der Tragkonstruktion zutreffend zu beschreiben. Wir haben

daher in einem gesonderten Rechnungsgang die mitwirkende Plattenbreite für den Lastfall Vorspannung unter Heranziehung der bekannten Theorie des Plattenbalkens in ihrer Größe und ihrem Verlauf über die Trägerspannweite ermittelt¹⁾. Der Lastfall Vorspannung selbst als statische Aufgabe ist dann nur ein Lastfall, der sich lediglich durch seinen Zweck von den übrigen Lastfällen unterscheidet. Da hier mit dem Baufortschritt ein Geschoß nach dem anderen vorgespannt wird, sind zunächst jeweils für den Zustand Eigengewicht der Tragkonstruktion und Vorspannung des gerade gebauten Riegels die Schnittgrößen zu ermitteln und über den bereits bestehenden Teil des zweistieligen Stockwerkrahmens so weit zu verfolgen, bis ihr Einfluß praktisch unbedeutend wird. Es müssen für diesen Lastfall so viele Stockwerkrahmen untersucht werden wie Stockwerke vorhanden sind, wobei dem Baufortschritt entsprechend jeder folgende Rahmen um ein Geschoß höher werden muß als der vorhergehende. Außerdem ist auch der während des Bauvorganges auftretende Lastfall „Betonierlast“, nämlich die Lastabtragung des zu betonierenden Geschosses, also Rüstung, frischer Beton und Verkehrslast beim Betonieren, besonders zu beachten. Die Lastfälle Belagslast und Verkehr sind dann in üblicher Weise am Gesamtsystem zu behandeln.

Zur Abtragung der Windlast in Gebäudequerrichtung waren Windscheiben angeordnet, welche die Windkräfte aus den als steif anzusehenden Geschoßdecken praktisch durchbiegungsfrei übernehmen, so daß aus dem Lastfall Wind in Querrichtung in den Rahmen rechnermäßig zu beachtende Schnittgrößen nicht entstehen.

Für den Lastfall Schwinden, dessen zeitlicher Verlauf sich etwa der Funktion $(1 - e^{-Kt})$ anschießt, konnte folgende Überlegung angestellt werden: Durch den Bauvorgang setzt wohl der Schwindbeginn bei den einzelnen Riegeln zu verschiedener Zeit ein. Man erkennt dabei aber, daß der jeweilige Unterschied der Schwindung im senkrechten Sinne benachbarter Riegel infolge des geringen zeitlichen Abstandes des Schwindbeginnes nur unbedeutend sein kann, so daß nur Schnittgrößen entstehen können, die man praktisch unterdrücken darf. Man erkennt ferner, daß man bei diesem Lastfall die weiteren Überlegungen auf den unteren Rahmenteil, bei dem die Stützenfüße unverschieblich festgehalten werden, beschränken kann.

Für den in roher Näherung affinen Vorgang des Kriechens gilt ein ähnlicher Gedankengang.

Die Spannungsnachweise wurden für die jeweils mögliche ungünstigste Lastzusammenstellung aus Eigengewicht, Betonierlast, Belagslast, Verkehrslast und Vorspannung unter Berücksichtigung der plastischen Formänderungen geführt. Zu diesen Nachweisen unter Gebrauchslast treten noch die Nachweise der Reiß- und Bruchsisicherheit für Biegung und Schub.

Der Spannungsabfall in den Spanngliedern aus Kriechen und Schwinden wie für den hier gegebenen Fall der Vorspannung statisch unbestimmter Konstruktionen mit nachträglichem Verbund ist unter Benutzung und in Anlehnung an verschiedene darüber im deutschen Schrifttum der letzten Jahre veröffentlichte Arbeiten behandelt worden. Dabei ist es aber gut, bei der Wahl des Rechenweges und damit des Rechenaufwandes sowie bei der Auslegung der Rechnergebnisse die Unsicherheit in den physikalischen Grundlagen entsprechend zu beachten.

Die Spannungsverluste aus den Umlenkkraften wurden, soweit sie durch bauliche Maßnahmen (beiderseitiges Spannen) nicht ausgeschaltet werden konnten, bei der Spannungsüberlagerung entsprechend berücksichtigt.

Besondere Sorgfalt wurde im Zusammenhang mit der rechnerischen Bestimmung der mitwirkenden Plattenbreite auch der Frage zugewandt, wie weit es notwendig ist, in der Platte in der Nähe der Rahmenknoten eine Schubsicherung vorzusehen.

3. Bauausführung.

Die Rahmenriegel wurden nach dem System Magnel vorgespannt. Unsere Überlegungen zum Bauvorgang haben dazu geführt, daß man bei Stockwerkbauten zweckmäßig die schon in Blechkästen oder biegsamen Rohren eingezogenen Spannbündel als vorgefertigte

Bauelemente verlegt. Damit ist ein Bauvorgang möglich, der den sonst üblichen im klassischen Stahlbeton entspricht. Nach geschweisem Betonieren und ausreichendem Erhärten des Betons werden die Bündel gespannt und der nachträgliche Verbund durch Aufpressen der Spannkäpfe mit Zementmörtel hergestellt.

In jedem Rahmenriegel wurden zwei Bündel mit je 40 Drähten $\varnothing 5,3$ mm aus schlußvergütetem Sigma-Stahl 145/160 eingebaut.

Aus dem in Ringen von etwa 1,8 m $\varnothing$ angelieferten Spannstahlgut verpackt und plombiert, wurden auf der Baustelle auf ein überdachtes Werkbank zunächst die Spannbündel hergestellt. Dabei wurden die Ringe einzeln in eine Haspel gelegt, der Draht bei Abrollen an einer elektrischen Schneidemaschine vorbeigeführt, auf die Länge geschnitten und schließlich in Abstandhalter eingefädelt.

Diese alle 2,5 bis 3,5 m angeordneten Abstandhalter waren 5,5/7,5 cm große, 5 mm dicke Flachstahlscheiben, die entsprechend den 40 Drähten eines Bündels mit 40 Bohrungen $\varnothing 6$ mm versehen sind. Im endgültigen Zustand sichern sie den Abstand unter den einzelnen Drähten und übertragen gleichzeitig die Umlenkkräfte in den Riegelbeton. Die Spannbündel sind in biegsamen Rohren geführt. Die allseitige Beweglichkeit dieser Rohre gewährleistet die Anpassung an jede beliebige Bündelform und ihr geripptes Querschnitt einen einwandfreien Verbund. Sie können in jeder beliebigen Länge geliefert werden, sind dicht und sehr handlich. Über je 40 Drähte wurde nach dem oben beschriebenen Einfädeln in die Abstandhalter je ein biegsames Rohr mit 6,5 · 8,5 cm² Querschnitt gezogen und das nun fertige Spannglied als Ganzes mit Hilfe eines Turmdrehkranes zur Einbaustelle gebracht (Bild 4). Vor dem Verlegen in die Riegelschalung wurden noch an den beiden Enden die rund 1 m langen Blechtrompeten, in denen die Drähte strahlenförmig zu den Verankerungskörpern geführt werden, mit den an diesen Blechtrompeten angeschweißten Stützplatten über das Bündel gezogen und die Stoßstellen mittels einer Denso-Binde gedichtet. Auf Bild 5 sieht man das Ende zweier bereits eingebauter Spannglieder, und zwar im Vordergrund ein kurzes Stück der biegsamen Rohre, anschließend die mit der Denso-Binde gedichteten Stoßstellen, dann die beiden Blechtrompeten mit den angeschweißten Rohren, die zum Einpressen des Vergußbetons dienen, und schließlich die Stützplatte. Die schlaffe Bewehrung der Deckenplatte sowie ein Großteil der Spannkopfbewehrung sind noch nicht eingebaut.

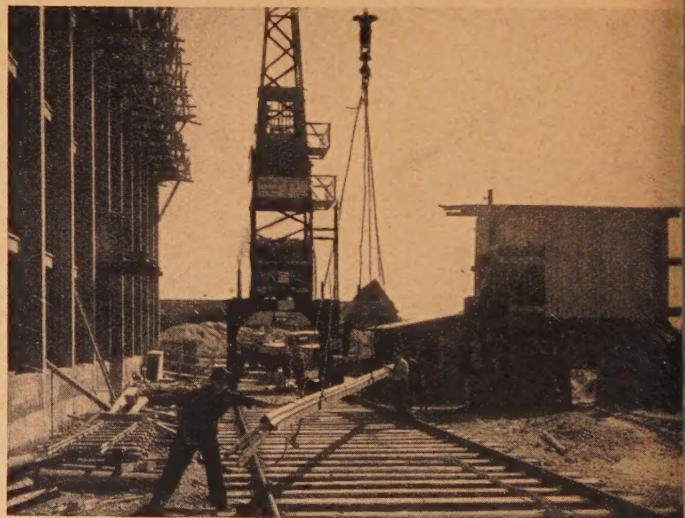


Bild 4. Einbringen der Spanndrahtbündel.

Konstruktive Schwierigkeiten machte bei den schlanken Stützen der Rahmenknoten. Um eine einwandfreie Rahmenwirkung sicherzustellen, mußte die konstruktive Ausbildung des Rahmenknotens sehr gründlich behandelt werden. Neben der schlaffen Rundstahlbewehrung, die Stütze und Riegel verbindet und die Rahmenwirkung sicherstellt, ist der Spannkopf mit Bügeln umschnürt. Waagrecht liegende Schrägstäbe in der Stahlbetondeckenplatte dienen der Schubsicherung zwischen Steg und Platte bei Einleitung der Vorspannkraft in den Plattenbalken. Auf Bild 6 sieht man die fertige Bewehrung kurz vor dem Betonieren.

¹⁾ Vgl. B. u. St. 49 (1954), H. 10, S. 238 ff.

Da die schlanken Säulen sehr stark bewehrt sind, war es mit Rücksicht auf den Arbeitsvorgang beim Vorspannen der Rahmenriegel nicht möglich, die Säulenlängsstäbe in der üblichen Form zu stoßen. Wie aus Bild 7 ersichtlich, wurde von den drei vorderen Längsstäben (Torstahl $\varnothing 28$) in jedem Stockwerk ein Stab durchgeführt, während die beiden anderen Stäbe erst nach dem Vorrücken des Riegels mittels einer Muffenverbindung gestoßen wurden. Zugversuche, durchgeführt an der Technischen Hochschule München, bestätigten die Brauchbarkeit dieser Stoßausbildung.



Bild 5. Blechtrumpete mit Einlaufstützen im Spannkopf.

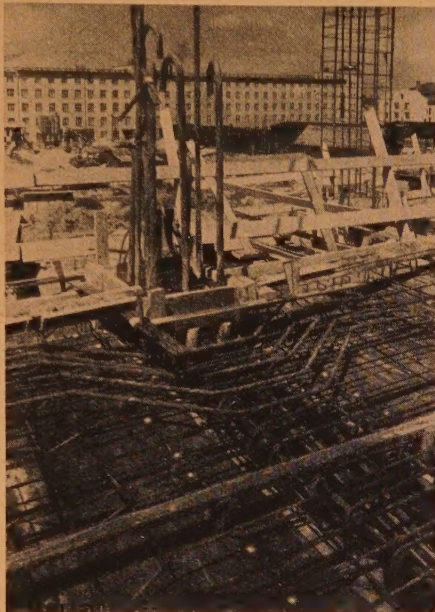


Bild 6. Bewehrung im Bereich der Rahmenknoten.

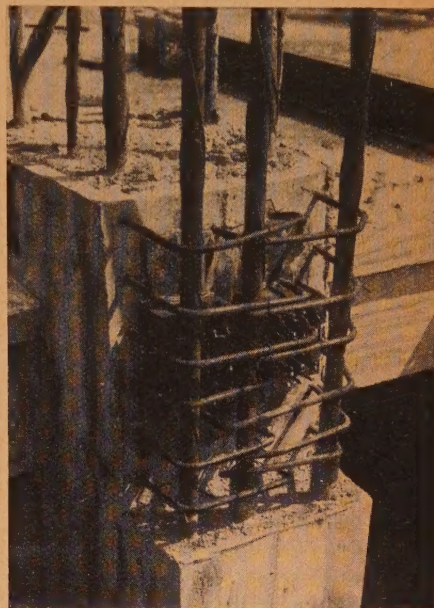


Bild 7. Spannkopf nach dem Spannen mit Stützenbewehrung.

Schließlich wurde noch auf Verlangen der Baupolizei an Hand von Versuchen an der Technischen Hochschule München nachgewiesen, daß die durch die Vorspannkraft unter den Stützplatten erzeugte Pressung sowohl vom Beton als auch von den Stützplatten selbst mit genügender Sicherheit aufgenommen wird. Bei den vorgegebenen Abmessungen für die Rahmenriegel und Platten erwies sich nach der Spannungsberechnung für den Plattenknoten des Riegels die Betongüte B 450 und für die Stützen B 300 als notwendig. Für die Verwendung dieser Betongüten, die letzten

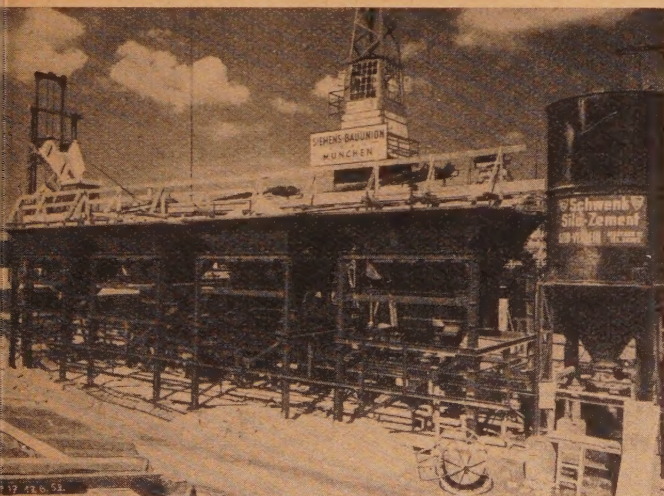


Bild 8. Silo-Anlage.

des die Voraussetzung für ein sinnvolles Konstruieren in Spannkonstruktionen sind, war die Zustimmung der aufsichtsführenden Behörde einzuholen. Bei einer entsprechenden Baustelleneinrichtung, einwandfreiem Zement und Zuschlagstoffen, sowie zuverlässiger Anwendung der Erkenntnisse der Betontechnologie sind die oben benötigten Betonfestigkeiten mit Sicherheit erreichbar.

Bild 8 zeigt die Siloanlage. Die nach 4 Körnungen getrennt an-

gelieferten Zuschlagstoffe wurden mittels eines Schrappers in einen Aufzugkübel gebracht, hochgezogen und über ein Förderband in den entsprechenden Silo geleitet. Unterhalb der Siloausläufe war eine Gattierungswaage in Längsrichtung fahrbar eingebaut, mit deren Hilfe die Zuschlagstoffe und der Zement gewogen und in den Aufzugkübel der Betonmischmaschine befördert werden.

Die genaue Beobachtung der Eigenfeuchtigkeit der Zuschlagstoffe ermöglichte die Einhaltung eines konstanten Wasserzementwertes und des Ausbreitmaßes, das zwischen 33 und 34 cm lag. Die erforderliche

Güte des Betons wurde laufend überwacht. Die mittlere Festigkeit lag bei Verwendung von 325 kg Zement Z 325 je m^3 fertigen Betons, nach 28 Tagen bei 650 kg/cm^2 . Um den Beton auch einwandfrei im Bauwerk verarbeiten zu können, wurde als Betonverflüssiger 10% der Zementmenge Plastiment beigegeben. Außerdem wurde jedes Geschoß in zwei Abschnitten betoniert. Im ersten Arbeitsgang wurden die Säulen bis Unterkante Rahmenriegel erstellt. Dann wurde die Platten-, Riegel- und Spannkopfbewehrung eingebaut und schließlich der restliche Beton eingebracht. Die Bündelung der Spanndrähte in nur 2 Spannglieder ermöglichte trotz der reichlich vorhandenen schlaffen Bewehrung in den Spannköpfen eine einwandfreie Verarbeitung und Verdichtung des Betons durch Innenrüttler.

Bereits 3 Tage nach dem Betonieren hatten die Probewürfel Festigkeiten von rund 360 kg/cm^2 , so daß vorgespannt werden konnte. Diese Arbeiten wurden von einem Auslegergerüst aus durchgeführt. Um den Einfluß der Reibung über die Riegeellänge auszugleichen, wurde von jeder Seite die Hälfte der Drähte gespannt.

Die Spannarbeiten verliefen ohne jeden besonderen Zwischenfall. Von rund 14 000 Drähten, die gespannt wurden, sind nur zwei gerissen. Dieses Ergebnis spricht ebenso für eine gleichmäßige Güte des Spannstahles wie für seine sachkundige Handhabung durch geschultes Personal.

Als letzter Arbeitsgang wurden die einzelnen Spannkanaäle mit einem Gemisch aus Zement und Quarzsand bis 1,2 mm Korngröße im Mischungsverhältnis 1 : 1 bei einem Wasserzementwert von etwa 0,7 verpreßt. Der angerührte Mörtelbrei wird, wie aus Bild 9 ersichtlich, durch ein Sieb in einen Trichter geschüttet, der auf das Vergußrohr aufgesetzt ist. Durch Stampfen wird dann der Vergußbeton im Kanal weitergedrückt, und zwar so lange, bis er am anderen Trägerende herausdringt. Die um den Spannstahl in den Kanälen verbleibenden Hohlräume sind ausreichend groß, um ein einwandfreies Verpressen sicherzustellen. Etwa nach 2 Stunden wird dieser Arbeitsvorgang wiederholt, dabei wird das überschüssige Wasser der ersten Vergußmasse, das sich in der Zwischenzeit oben im Kanal angesammelt hat, herausgedrückt und so der Kanal schließlich dicht ausgefüllt.

An den Beton wurden nicht nur aus statischen Gründen, sondern auch mit Rücksicht auf die Architektur sehr hohe Anforderungen gestellt. U. a. wurde in den Ausschreibungsunterlagen verlangt, daß sämtliche sichtbaren Betonflächen glatt und porenfrei sind, dabei

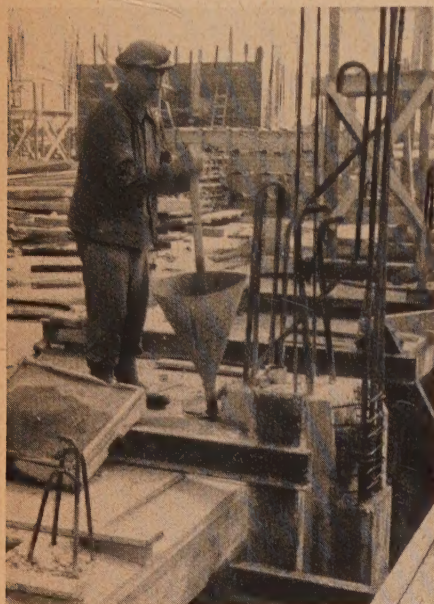


Bild 9. Verpressen der Spannkable.

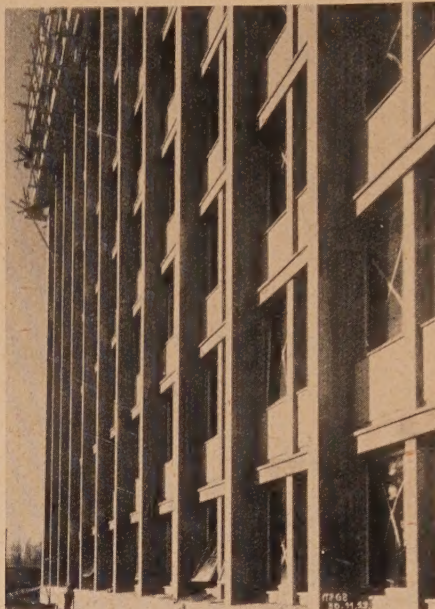


Bild 10. Sichtbetonsäulen.

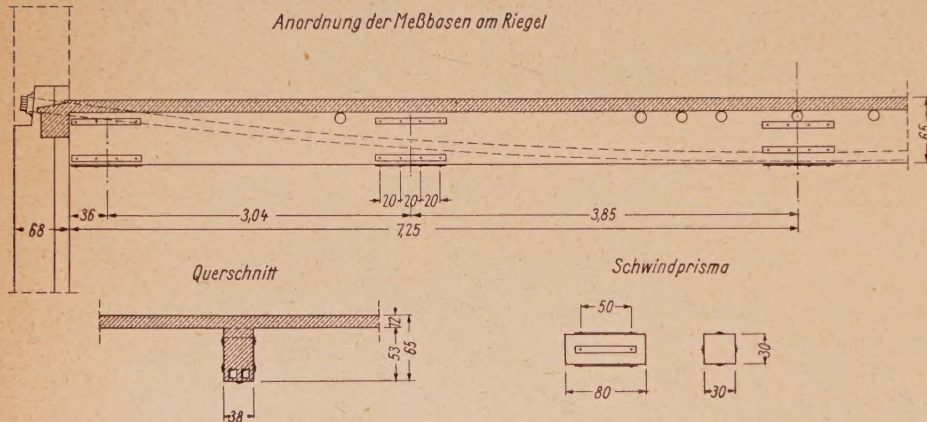


Bild 11. Anordnung der Meßstellen.

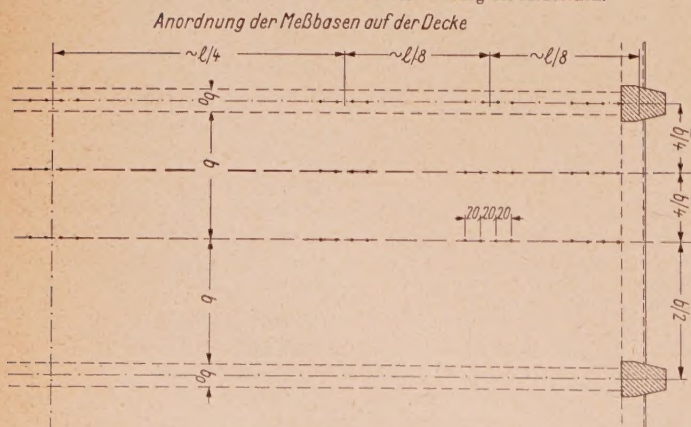


Bild 12. Anordnung der Meßstellen.

aber die Maserung der Holzschalung erkennen lassen. Um unliebsame Fleckenbildungen zu vermeiden, war die Verwendung von Schalöl nicht gestattet. Was die Maßhaltigkeit der sichtbaren Betonkonstruktion anbetrifft, so wurde z. B. bei den über 30 m hohen Säulen eine Toleranz von ± 2 mm zugelassen. Zu diesen Wünschen des Bauherrn kam noch die Erschwernis, die sich infolge der Unterbringung des Spannkopfs im Bereich der Rahmenecken ergab. Die Ausklinkung in den Säulen (vgl. Bild 7), in der die Verankerung der

Spannkabel untergebracht ist, mußte zusammen mit den Säulen des jeweils darüberliegenden Geschosses betoniert werden und erforderte bei der dichten Säulenbewehrung besondere Sorgfalt.

Bild 10 zeigt, daß bei entsprechend zubereitetem und verdichtetem Beton und bei Verwendung von sauberer, besonders unnachgiebiger und dichter Schalung — die Schalung bestand aus 10 cm breiten, einseitig gehobeltem und gespundeten Brettern aus nordischem Kieferholz, die nach jedem Einsatz abgesehlt wurden — und durch laufende Überwachung mit einem Theodoliten eine Fassade erhalten werden kann, die sich durch Maßhaltigkeit und porenfreie glatte Oberfläche auszeichnet.

4. Messungen.

Da die zu erwartende Größe der plastischen Formänderungen auf Grund von Laboratoriumsversuchen allein nicht mit Sicherheit vorausbestimmt werden kann, wurden Dehnungsmessungen am Bauwerk vorgenommen, um mit den Meßergebnissen ein Mittel zur weiteren Klärung dieser sehr wichtigen Frage zu gewinnen.

Die Messungen selbst werden mit unserer Unterstützung von der Bundesbahndurchgeführt. Als Meßinstrument dient ein auf mechanischer Grundlage arbeitender Setzdehnungsmesser mit einer Basislänge von 200 mm und einer möglichen Meßgenauigkeit von $1/1000$ mm. Durch gleichzeitig mit den jeweiligen Bauteilen betoniert Schwindprismen ist dafür Sorge getragen, daß bei der Auswertung der Messungen die Schwindeinflüsse von den Kriechverformungen getrennt werden können. Man muß dabei natürlich bedenken, daß die Messung der Schwindung am Prisma nicht exakt den Schwindvorgang im Bauwerk beschreibt, da im Bauwerk das Schwinden unter Spannung erfolgt. Über die Anordnung der Meßbasen und die Ausführung der Schwindprismen unterrichtet Bild 11. Die Messungen sollen über einen ausreichend langen Zeitraum geführt werden.

Im weiteren wurde ebenfalls mit Hilfe der Dehnungsmessungen die eingangs berührte Frage der mitwirkenden Plattenbreite des Plattenbalkens auf dem Versuchswege beantwortet. Zu diesem Zweck wurden auf der Deckenplatte in der auf Bild 12 dargestellten Anordnung Meßbasen durch Aufkleben von Meßstreifen geschaffen. Durch Messungen vor und unmittelbar nach dem Vorspannen des Riegels wurde die elastische Verformung der Deckenplatte bestimmt. Die rechnerisch voll mittragende Plattenbreite ergab sich dann als Mittelwert einer Kurve, welche entsteht, wenn die Dehnungen auf der Abszisse und die Entfernungen der Plattenpunkte von Trägeraußenkante auf der Ordinate eines rechtwinkligen Achsenkreuzes aufgetragen werden. Diese Messungen haben die von uns aufgestellte scheibentheoretische Berechnung der mitwirkenden Plattenbreite in Größe und Verlauf über die Trägerspannweite voll bestätigt.

5. Schlußbemerkung.

Für die Erstellung des gesamten Rohbaues wurden bei rund 60 000 m³ umbautem Raum etwa 9 Monate benötigt und dabei 7600 m³ Beton, 510 t Bewehrungsstahl und 40 t Spannstahl eingebaut. Da das Versetzen der Brüstungsplatten und der Fenster sowie der Innenausbau unmittelbar auf die Betonierungsarbeiten folgten, konnte das Gebäude zum Teil bereits nach 10 Monaten bezogen werden.

Der Bau wurde von der Siemens Bauunion GmbH., Zweigniederlassung München, ausgeführt.

Die neue Ebenseer Traunbrücke.

Technische Probleme beim Bau der derzeit weitest gespannten Spannbetonbrücke Österreichs.

Von Reg.-Baurat Dipl.-Ing. Josef Aichhorn, Linz*)

Vorbemerkung.

Ebensee, an der Mündung des Traunflusses in den Traunsee gelegen, wurde in der Vergangenheit oftmals durch Hochwässer überflutet. Bei den Katastrophen-Hochwässern der Jahre 1899 und 1920 stand fast der gesamte Markt unter Wasser.

Der Traunfluß hat trotz seiner Größe einen Wildbachcharakter. Diesen zeigt nicht nur die erhebliche bisher beobachtete Schwankung in der Wasserführung zwischen $9 \text{ m}^3/\text{sec}$ und $1500 \text{ m}^3/\text{sec}$, sondern auch die Schnelligkeit, mit der der Wasserspiegel steigt und fällt.

Im Jahre 1950 konnte nach Bereitstellung von ERP-Krediten mit der schon oft geplanten Hochwasserregulierung der Traun begonnen werden. Der Flußregulierung stellte sich unter anderem im Bereich des Ortskernes die Straßenbrücke im Zuge der Gemeindestraße Ebensee—Rindbach wegen zu geringer Lichtweite und tiefliegender Konstruktionsunterkante in den Weg. Es ist diese eine Stahlbogenbrücke mit Zugband (Langerscher Balken) von $2 \times 31 \text{ m}$ Spannweite mit einem Mittelpfeiler. Sie wurde 1926 bis 1927 erbaut und ist wegen der geringen Fahrbahnbreite und wegen der zu geringen Tragfähigkeit den heutigen Verkehrserfordernissen nicht mehr gewachsen. Da sie außerdem schon verschiedene Schäden aufweist, entschloß man sich, eine neue Brücke zu bauen und nach ihrer Fertigstellung die alte abzutragen.

Bei der Planung des Brückenbaues und bei der Baudurchführung mußte darauf Rücksicht genommen werden, daß mit mittleren Hochwässern, die oft auch überraschend schnell kommen, in jeder Jahreszeit gerechnet werden muß.

Grundlagen für die Planung der neuen Brücke.

Zwei Umstände mußten bei der Festlegung der Belastungsannahmen besonders berücksichtigt werden.

2.1 Die Salzkammergut-Bundesstraße verläuft derzeit entlang des linken Traunufers und führt unmittelbar an der Gemeindestraßenbrücke vorbei. Die Bundesstraße wird im Zuge des geplanten Ausbaues vom Bahnhof Ebensee-Landungsplatz bis nach Langwies auf die rechte Uferseite verlegt werden und etwa 425 m flußabwärts der Gemeindebrücke mittels einer neu zu erbauenden Brücke den Traunfluß überqueren. Über diese neue Brücke sollte zukünftig der Durchgangsverkehr und der Schwerstfuhrwerksverkehr geleitet werden.

2.2 Die Gemeindebrücke liegt in einem eng verbauten Gebiet, welches stärkere Anrampungungen nicht zuließ. Andererseits lag die von der Traunregulierung vorgegebene Bauwerks-Unterseite sehr hoch. Die Konstruktion einer Brücke mit Fahrbahn oben erschien fast aussichtslos. Da sie jedoch aus ästhetischen Gründen sehr erwünscht war, sollte die Möglichkeit einer solchen Bauart durch eine geeignete Wahl der Belastungsannahmen nicht von vornherein ganz aus der Hand gegeben werden.

Der statischen Berechnung wurden daher nachfolgende Belastungsannahmen zugrunde gelegt:

Brückenklasse II nach der ÖNORM B 4002, das sind zwei 14-t-LKW nebeneinander, auf allen übrigen Flächen, auf der Fahrbahn und auf den Gehsteigen 400 kg/m^2 gleichmäßig verteilte Belastung (Menschengedränge). Außerdem ein 25-t-LKW und ein 14-t-LKW in der beliebigen, nach der Norm zugelassenen Stellung, bei gleichzeitiger Belastung der Gehsteige allein mit Menschengedränge von 400 kg/m^2 und schließlich noch ein 60-t-Raupenfahrzeug im Alleingang mit einer beidseitigen Abweichung von 0,5 m von der Fahrbahnmitte bei Belastung der Gehsteige mit 400 kg/m^2 . Als Schwingbeiwert wurde 1,4 festgelegt.

Diese Belastungsannahme lehnt sich eng an die neue deutsche Belastungsnorm DIN 1072 — Ausgabe 1952 — an, bei der gegenüber den alten Normen die hohen Verteillasten zugunsten höherer Einzellasten eingeschränkt wurden. Auch in der Schweiz sind Bestrebungen in dieser Richtung vorhanden. Diese Belastungsannahmen kommen der Wirklichkeit viel näher und man erhält hierbei, be-

sonders bei Brücken großer Spannweite, trotz höherer Einzellasten, geringere Konstruktionshöhen.

Die Fahrbahnbreite wurde mit 6,0 m angenommen, dazu beiderseits ein Gehsteig von 1,50 m Breite bis zum Geländer. Die Rampenneigung beträgt auf der Brücke 4%, in den anschließenden Straßenrampen bis zu 6%. Flußeinbauten wurden wegen der ungünstigen hydraulischen Wirkung nicht zugelassen.

3. Die Bodenuntersuchung vor der Ausschreibung.

Zur Feststellung der Untergrundverhältnisse wurde in der Mitte der künftigen Widerlager je eine Probebohrung bis in Tiefen von 22 m ausgeführt, ohne Fels aufzuschließen. Danach besteht der Untergrund durchweg aus alluvialen Ablagerungen, im oberen Bereich aus Anschüttungen. Am rechten Widerlager bestehen diese Ablagerungen, soweit sie erbohrt wurden, aus Schichten nichtbindiger Sande und Kiese mit Korndurchmessern bis zu 100 mm, somit ein für Fundierung jeder Art gut geeigneter Untergrund.

Am linken Ufer waren diese günstigen Bodenverhältnisse nur bis zu einer Tiefe von rund 10 m, d. i. 5 m unter der Fundamentsohle gegeben. Überdies enthielten die Schichten Holzeinlagerungen. Darunter schloß sich eine rund 4,5 m dicke Schlamm-schicht mit Holz, Torf und Sandeinlagerungen an. Erst ab 15 m folgte wieder guter kiesiger Boden, wie beim rechten Widerlager.

Weiter flußabwärts durchgeführte geoelektrische Bodenuntersuchungen ergaben durchwegs schlechte Bodenverhältnisse.

Die Schlamm-schicht am linken Ufer gab Veranlassung zu vorsichtiger Beurteilung der Gründungsverhältnisse und beeinflusste sehr wesentlich die Wahl des Brückensystems. Bogen- und Rahmensysteme schieden wegen der Schwierigkeit der Aufnahme des Horizontalschubes aus.

4. Die Ausschreibung der Bauarbeiten.

Der amtliche Entwurf sah einen Langerschen Balken in Stahl mit Stahlbetonfahrbahn auf betonierten und mit Stein verkleideten Widerlagern vor. Das linke Widerlager sollte auf Stahlbetonbohrpfählen gegründet werden, die bis in die untere Kies-schicht reichen sollten.

Die Ausschreibung hatte nachfolgendes Ergebnis (Bild 1):

Der niedrigste Angebotspreis für den amtlichen Entwurf betrug rund 3 300 000,— S. Die VÖEST, Linz, hatte einen firmeneigenen Entwurf als Langerscher Balken in Stahl mit Betonfahrbahn mit rund 3 100 000,— S. angeboten. Die Wiener-Brückenbau-AG. bot eine Vollwandträgerbrücke mit 2 Hauptträgern aus St 55 mit 3 500 000,— S. an. Die Höhe der Hauptträger hätte in Brückenmitte 2,60 m betragen.

Sehr beachtlich war das Angebot der Firma Mayreder, Kraus & Co., Linz, für einen vorgespannten Langerschen Balken in Stahlbeton nach einem Entwurf der Firma Dyckerhoff & Widmann-KG., München, mit rund 2 530 000,— S.

Ein weiterer vorgespannter Langerscher Balken in Stahlbeton mit kreisförmigem Querschnitt der Bögen, mit Vorspannung nach System Wayß & Freytag-AG., Frankfurt am Main, wurde von der Firma Ing. Hamberger, Linz, mit rund 2 860 000,— S. angeboten.

Von der gleichen Firma wurde ein vorgespannter Dreigelenkrahmen aus Stahlbeton nach einem Entwurf der Siemens-Bauunion, München, mit 2 870 000,— S. angeboten. Schließlich wurde von der Firma Baugesellschaft H. Rella & Co., Linz, eine nach System BBRV vorgespannte Kragarmbrücke mit Einhängeträger vorgeschlagen. Die Konstruktionshöhe in Brückenmitte hätte 1,30 m, die des Kragarms an der Einspannstelle 3,20 m betragen. An Stelle der Pfahlgründung wurden wegen der wesentlich klareren Gründungsverhältnisse Senkbrunnen vorgeschlagen und die Kosten mit rund 2 765 000,— S. verhältnismäßig niedrig angeboten.

Da die neu zu erbauende Brücke inmitten des verbauten Gebietes zu liegen kommt und man größten Wert auf alleits freie Sicht von der Brücke aus legte, kamen nunmehr an Stelle des amt-

*) Nach einem Vortrag, gehalten im Ob. Öst. Ing.- u. Architektenverein am 23. 4. 1954.

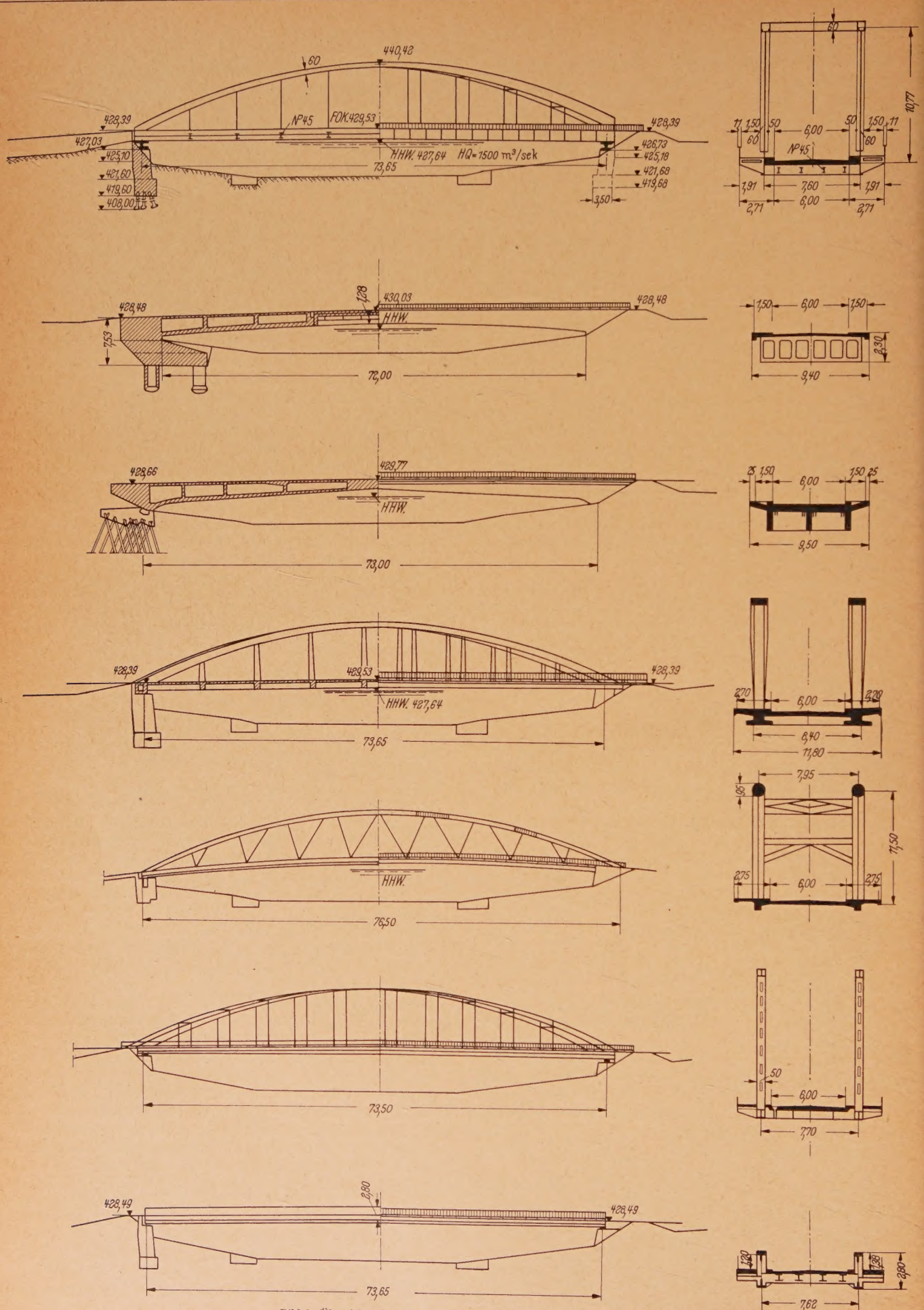


Bild 1. Übersicht über die wichtigsten angebotenen Brückensysteme.

Bild 3. Angebotsentwurf des zur Ausführung bestimmten Brückensystems.

Auskragung und aus 28 m langen Einhängerträgern aus vorgespannten Betonfertigteilen. Die Kragarme haben Kastenquerschnitt. Die 7 Längs- und 3 Querträger sind 20 bis 25 cm breit; die obere Fahrbahnplatte ist 15 cm dick; die Dicke der unteren Druckplatte nimmt entsprechend der Zunahme der Druckbeanspruchung von 15 cm am Kragarmende auf 48 cm beim Widerlager zu. Die Kragarme sind in der Längsrichtung voll vorgespannt. In jedem Längsträger sind 11 Kabel, bestehend aus 42 kaltgereckten Spanndrähten $\varnothing$ 5 mm, sogenannter „Delta 100“ von der Firma Felten & Guillaume, Bruck (Mur), mit einer Mindestzerreißfestigkeit von 165 kg/mm². Die gewährleistete technische Kriechgrenze¹⁾ dieses Stahles beträgt 100 kg/mm². Die tatsächliche liegt jedoch wesentlich höher. Alle Kabel, bis auf eins in jedem Längsträger, sind im Kragarm nach vorne herabgezogen. Sie ergeben eine lotrechte Komponente der Vorspannkraft, wirken somit der Querkraft entgegen und führen dadurch zu einer Herabsetzung der Hauptzugspannungen, was sich besonders günstig bei der Ausbildung der Konsolen für die Einhängerträger erweist.

Zusammen mit den 6 Kabeln im Widerlagerblock sind für die Ein-

nach oben hochgezogen wurden, noch 20 Stück senkrechte Spannkabel anzuordnen. Als Gründung des linken Widerlagers samt Fundamentplatte wurden wegen der eingangs beschriebenen schlechten Untergrundverhältnisse von der Firma drei Brunnen von 3,50 m äußerem Durchmesser und 12 m Länge, beim rechten Widerlager wegen des guten Untergrundes eine Flachgründung vorgesehen.

Das Mittelfeld besteht aus sieben T-förmigen längs und quer vorgespannten Stahlbetonfertigteilen (Bild 4). Sie werden gleichzeitig mit der Herstellung des rechten Kragarmes angefertigt, wobei der linke Kragarm als Schalungsbühne verwendet wird. Nach dem Vorspannen des rechten Kragarmes können die Einhängerträger, unter Verwendung der alten Brücke als Montage-Steg, eingebracht und versetzt werden; dabei dienen zwei Hebeböcke mit Flaschenzügen zum Anheben und Absetzen.

Sobald alle sieben Einhängerträger versetzt sind, werden die Querträger und die Vergußstreifen eingeschalt und nach Einbau der Querkabel ausbetoniert. Nach dem Erhärten des Verguß- und Querträgerbetons wird die Quervorspannung durchgeführt und die Einhängerträger dadurch zu einem monolithisch wirkenden Träger-

rost zusammengefügt (Bild 4). Jeder Einhängerträger besitzt vier Längs-Spannkabel, von denen die drei unteren schon auf der Schalungsbühne gespannt werden, während das vierte Kabel erst nach Wirksamwerden der gesamten ständigen Last, also erst nach dem Aufbringen der Fahrbahnplatte gespannt werden darf, da sonst in der oberen Druckzone Zugspannungen auftreten würden.

Jeder Einhängerträger ruht links auf einem beweglichen rechts auf einem festen Stahlager auf den Kragarmen auf. Die Betongüte ist wie beim Kragarm B 450. Wegen der Längs- und Quervorspannung der Kragarme und Einhängerträger kann auf die Anordnung einer Abdichtung samt Schutzbeton verzichtet werden. Die 5 cm dicke Gußasphaltdecke wird daher unmittelbar auf den Tragwerksbeton aufgebracht.

Das gewählte Brückensystem hat, im Hinblick auf die Hochwassergefahren, den großen Vorteil, daß immer nur $\frac{1}{3}$ der Flußbreite, und zwar nur die Randdrittel, eingerüstet werden müssen, weil die beiden Kragträger nacheinander, unter Verwendung des gleichen Lehrgerüsts, hergestellt werden können. Der grundlegende Entwurf dieser Konstruktion stammt von Dr. techn. Machatti, Wien, die Einzelbearbeitung führte Dipl.-Ing. Wenzel, Linz, beide von der Firma H. Rella & Co., durch.

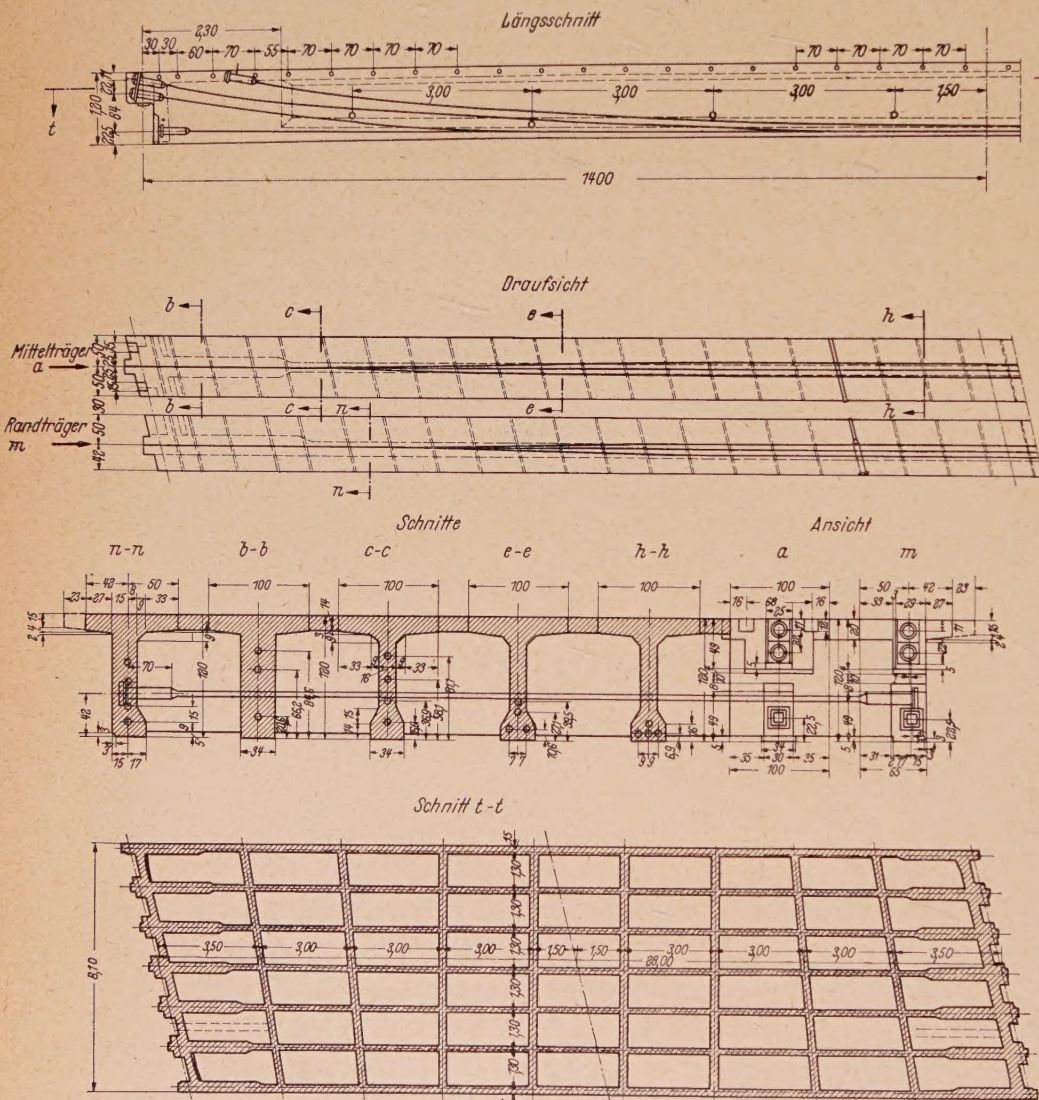


Bild 4. Einhängerträger, Ausführungsentwurf.

spannung des Kragarmes 83 Kabel vorhanden. Die bleibende Stahlspannung unter Vollast wurde mit 80 kg/mm², die Sicherheit gegen Bruch somit mit etwas größer als 2 angenommen.

Zur Einleitung der Vorspannkraft in den massigen Widerlagerblock war es erforderlich, außer der schlaffen Bewehrung mit 100 Stück Torstahl 40, $\varnothing$ 30 mm, die rückwärts am Widerlager bis

¹⁾ Die technische Kriechgrenze ist die Grenzzugspannung, die eine Längenänderung von 0,008% in der Zeit nach der 60. Minute bis zur 100. Stunde nach der Lastaufgabe hervorruft. Dabei darf aber die Längenänderung in der Zeit nach der 6. Minute bis zur 60. Minute nach der Lastaufgabe 0,016% nicht überschreiten.

7. Herstellung des linken Kragarmes.

7.1 Die Form des Kragarmes.

Die Höhe des Kragarmquerschnittes beim Übergang in das Widerlager von 2,75 m ist $\frac{1}{27}$ der theoretischen Stützweite von 73,20 m. Die Scheithöhe beträgt 1,20 m. Im Abstand $\frac{1}{6}$ L von den Widerlagern ist die Konstruktionshöhe 1,50 m, d. h. innerhalb $\frac{2}{3}$ der Stützweite beträgt das Verhältnis der Konstruktionshöhe zur

Stützweite $1/48$. Damit ist diese Brücke, soweit bekannt, in ihrer Lastungskategorie und Konstruktionsart wohl die schlankste Brücke, die jemals in Stahlbeton erstellt wurde. Das Lehrgerüst wurde auf drei Pfahljoche bzw. auf die untere Fundamentplatte gestellt. Die innere Schalung und die Kabel wurden auf Betonfertigteilen (A, B, C in Bild 5) versetzt bzw. verlegt.

Kabel angeordnet (Bild 6). In der Querrichtung sind in der Fahrbahnplatte und im oberen Widerlagerteil 31 Kabel zu je 15 Drähten $\varnothing 5$ mm, in der unteren Druckplatte und in den Querrippen 13 Kabel mit je 15 Drähten $\varnothing 5$ mm und 4 Kabel mit je 42 Drähten $\varnothing 5$ mm eingebaut. Die Vorspannung ist in der Querrichtung nur eine beschränkte, und zwar wird dem Beton der Fahrbahnplatte bei Vollast

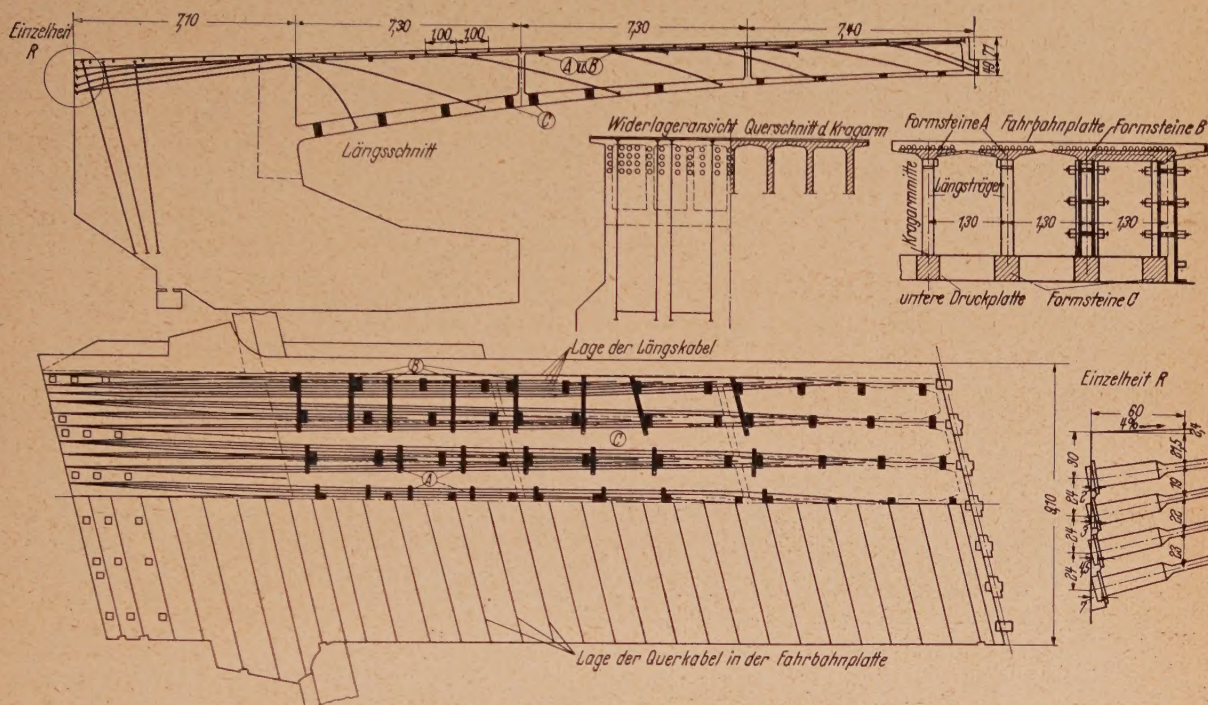


Bild 5. Kabelführung, Lage der Betonfertigteile für Kabel und Schalung.

der oberen Fahrbahnplatte wurde über jedem Hohlkasten eine runde Aussparung von 30×40 cm freigelassen. Durch diese Öffnungen konnten die elektrischen Heizkörper zur Nachbehandlung des Betons eingesetzt und bedient und außerdem die ganze innere Schalung herausgebracht werden. Weiter sollten diese Öffnungen es ermöglichen, daß die trotz aller Sorgfalt beim Betonieren etwa entstandenen Undichtigkeiten im Beton, durch die Verpreßgut aus den Kabelröhren in die Hohlkästen hätte austreten können, während das Verpressen abgedichtet werden konnten. An den tiefsten Stellen der Hohlkästen wurden Entwässerungsröhre angebracht, um zu vermeiden, daß Undichtigkeiten in der Trinkwasserleitung, die über die Brücke führen wird, das Bauwerk gefährden können.

2 Die Spannkabel.

Die Vorspannkabel in der Längsrichtung, und zwar je 11 für jede Längsrippe, sind an der Einspannstelle des Kragarmes in das Widerlager fast auf die ganze Breite des Widerlagers gleichmäßig verteilt. Gegen das Kragarmende zu werden sie immer mehr zur Rippe zusammengezogen und die Enden der Kabel in die untere Druckplatte herabgeführt. Am Widerlagerende werden sie in vier übereinanderliegenden Spannpföfen zusammengezogen (Bild 5). Zur unmittelbaren Einleitung der Vorspannköpfe in den Widerlagerblock wurden neben der aus der Fundamentplatte hochgezogenen schlaffen Bewehrung auch noch 20 stehende

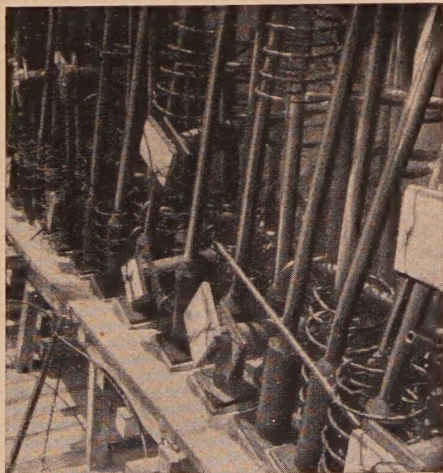


Bild 6. Waagerechte und senkrechte Spannköpfe am Widerlagerende.

eine rechnungsmäßige Zugspannung von 30 kg/cm^2 zugewiesen. Nach dem Entwurf 1950 der DIN 4227, die noch der stat. Berechnung zugrunde gelegt wurde, darf bei beschränkter Vorspannung die Zugspannung bis zu 38 kg/cm^2 betragen. Diese Zugspannungen werden zur Gänze durch die schlaffe Torstahlbewehrung aufgenommen. Die Beanspruchung ist derart gering, daß kaum Haarrisse auftreten dürften. Bei Belastung durch das Eigengewicht allein, das heißt, ohne die Verkehrslasten, treten im Beton überhaupt keine Zugspannungen auf, da die Zugzonen in diesem Lastfall an allen Stellen durch die Vorspannung überdrückt werden.

Die Spanndrähte für die Kabel wurden bereits im Frühjahr 1953 in Ringen von $1,50 \text{ m}$ $\varnothing$ an die Baustelle angeliefert und in Erwartung des alsbaldigen Einbaues unter Flugdächern gelagert. Bis zum Einbau, der infolge der bereits geschilderten Erschwernisse erst im Herbst erfolgte, hatte sich schon erheblicher Rost angesetzt. Eine genauere Untersuchung ergab jedoch, daß es sich fast durchweg um Flugrost handelte.

Zur Klärung wurden Abfallstücke, die während der ganzen Zeit, d. s. rund 7 Monate, im Freien gelagert hatten und stärkste Verrostung zeigten, Zerreißversuchen unterworfen. Die Rostbildung war sehr verschieden, teilweise dunkelbraun, fast schwarz und scheinbar eingefressen, teilweise hellbraun und schuppenförmig, wie Zunder anhaftend. Diese Schuppen sprangen beim Zerreißversuch ab. Die Zerreißversuche ergaben praktisch kein Absinken der Zerreißfestigkeit. Sie betrug im Mittel $16\,630 \text{ kg/cm}^2$, während sie beim neuwertigen Material $16\,760 \text{ kg/cm}^2$ betrug.

In diesem Zusammenhange muß auf eine andere Frage eingegangen werden. Viele Fachkollegen sind heute noch skeptisch in der Beurteilung von vorgespannten Konstruktionen. Vor allem wird auf das Kriechen des Spannstahles hingewiesen und befürchtet, daß durch diese Eigenschaft mit der Zeit die Wirkung der Vorspannung weitgehend aufgehoben wird. Hierzu sei mitgeteilt, daß die Firma Felten & Guillaume in Bruck (Mur) auf Veranlassung der o.ö. Landesbaudirektion längere Untersuchungen über das Kriechverhalten und den Spannungsabfall des Stahles „Delta 100“ vorgenommen hat. Zusammengefaßt wurde als Ergebnis dieser Untersuchungen festgestellt, daß der Spannungsabfall bei Belastung an der gewähr-

leisteten technischen Kriechgrenze, nämlich bei 100 kg/mm² in der ersten Stunde nach der Lastaufbringung 1,5 bis 2,0 kg/mm², und in der Zeit von der ersten Stunde bis zur 100. Stunde 4,2 kg/mm², somit etwa 2,5% beträgt.

7.3 Betonzusammensetzung.

Wie schon erwähnt, erforderte die Verminderung des Einspannquerschnittes des Kragarmes die Herstellung eines Betons mit 450 kg/cm² Würfelfestigkeit. Ein so hochbeanspruchter Beton wurde in größerem Ausmaße in Österreich bisher nicht hergestellt. Auf Grund der von der Firma bereits durchgeführten Vorversuche wurden von der Bauherrschaft mit dem Ziel, die Zementbeigabe zu vermindern, noch weitere Voruntersuchungen durchgeführt.

Der Zuschlagstoff hatte bei allen Proben nachfolgende Zusammensetzung:

0/0,2 mm	3,5%
0,2/1 mm	13,1%
1/3 mm	16,5%
3/7 mm	9,6%
7/15 mm	30,8%
15/25 mm	26,5%

Als Bindemittel wurde besonders gemahlener und gesondert gelagerter frühhochfester Portlandzement 325 aus dem Zementwerk Hatschek, Gmunden, verwendet, und zwar einmal 330, das andere Mal 365 kg/m³ Beton. Dazu 30 bzw. 35 kg österr. Traß und als Fließmittel Plastiment-fest mit 0,6% bzw. mit 0,8% des Zementgewichtes. Das Ausbreitmaß betrug 34 bis 37 cm. Der Beton wurde in der Weise in die Würfelformen eingerüttelt, daß die Formen vollgefüllt wurden und dann eine Rüttelflasche Ø 8 cm, Schwingungszahl 9000/mm, an zwei gegenüberliegenden Seiten der Würfelformen außen je 3—4 sec. angehalten wurde. Die Würfelfestigkeit betrug nach 14 Tagen bei normaler Lagerung:

Tafel 1
Betonvorproben B 450

Serie	PZ. 325 kg/m ³	Östr. Traß kg/m ³	Plastiment % von Zement + Traß	Ausbreit- maß [cm]	mittlere Würfelfestig- keit nach 14 Tagen Normenlagerung kg/cm ²
130—132	365	35	0,6	36	391
133—135	365	35	0,8	36	406
136—138	330	30	0,6	34	411
139—141	330	30	0,8	37	380

Eine eindeutige Verbesserung des Betons durch eine verhältnismäßig geringe Veränderung des Gehaltes an Zement oder Plastiment konnte somit aus dem Ergebnis nicht herausgelesen werden. Wenn die 14-Tage-Festigkeit, trotz der Verwendung von Zement Z 325, mit 90% der 28-Tage-Festigkeit angenommen wird, hätte obige Zusammensetzung für die Herstellung des B 450 entsprochen. Da man mit dem Betonieren erst Ende November bis Anfang Dezember rechnen konnte und dann mit dem Auftreten von Minus-Temperaturen rechnen mußte, und da man außerdem eine möglichst rasche Erhärtung anstrebte, um noch vor Weihnachten spannen und verpressen zu können, entschloß man sich zu nachfolgender Betonzusammensetzung:

Die Zuschlagstoffe wie vor.

P. Z. 325	400 kg/m ³ Fertigbeton
Traß	30 kg/m ³
Plastiment	3,5 kg
	Ausbreitmaß 37 cm

Die Ergebnisse der Güteprüfungen am Bau bei Zimmerlagerung mit wechselnder Tag- und Nachttemperatur von 0° bis 16° C waren:

Tafel 2
Betonbauwerksproben Zimmerlagerung B 450

Serie	Alter in Tagen	Ausbreit- maß [cm]	Raum- gewicht	mittlere Würfelfestig- keit in kg/cm ²
162—164	28	36	2,415	432
200—202	48	34	2,424	549
165—167	58	35	2,428	500

Bei der Baulagerung (Erhärtungsprüfung) hatten die Würfel zufolge Heizung des Kragarmes ständig eine Temperatur von etwa 7 bis 10° C. Die Festigkeiten betrugen:

Tafel 3

Betonbauwerksproben Baulagerung B 450

Serie	Alter in Tagen	Ausbreit- maß [cm]	Raum- gewicht	mittlere Würfelfestigkeit in kg/cm ²	Anmerkung
206—208	5	34—37	2,426	237	*)Würfel beschädigt, drückte die mittlere Würfelfestigkeit stark
203—205	8	35	2,410	335	
212—214	12	32—35	2,440	400 *)	
209—211	36	37—38	2,412	568	

Das Mittel der vier Serien ergab 28-Tage-Festigkeit von 530 kg/cm².

Ein Vergleich der Vorproben mit den Bauproben zeigt, daß die Mehrzugabe von 70 kg Zement/m³ Fertigbeton keine beachtliche Festigkeitserhöhung mehr ergab. Dies bestätigt die in letzter Zeit auch in Deutschland gemachten Erfahrungen, daß das Optimum der Zementbeigabe bei etwa 340 kg/m³ liegt. Darüber hinaus können durch höhere Zementbeigaben allein keine wesentlichen Festigkeitssteigerungen mehr erzielt werden.

Die Beigabe von Traß bezweckte:

1. *Verhinderung von Ausblühungen:* Traß bindet den vom Zement ausgeschiedenen Kalk, erhält durch diesen hydraulische Eigenschaften und verhindert dadurch außerdem die Bildung von Ausblühungen.

2. *Bessere Verarbeitbarkeit:* Durch die kolloidale Wirkung des Trasses wird der Beton geschmeidiger, er entmischt sich weniger und läßt sich dadurch auch besser verarbeiten. Im Unterwasserbeton hat der Traß wasserabweisende Wirkung. Bei Ersatz von 10—15% des Zementgewichtes durch Traß wird die Endfestigkeit nicht herabgesetzt.

3. *Verzögerung der Abbindung:* Traß wirkt als Abbindebremse, d. h., das Abbinden und die Erhärtung gehen langsamer vor sich, so daß die Anfangsfestigkeiten etwas geringer sind. Nach 28 Tagen holt der Beton jedoch wieder an Festigkeit auf. Diese Eigenschaft ist sehr deutlich bei den Bauproben zu erkennen. Trotz Verwendung von frühhochfestem Zement ist nach 12 Tagen, ja auch noch nach 28 Tagen eine erhebliche Zunahme der Festigkeit feststellbar.

Die Wirkung als Abbindebremse hat bei länger dauerndem Betonieren mit frühhochfesten Zementen große Bedeutung; denn so lange betoniert wird, soll der zu Beginn eingebrachte Beton noch nicht abgebunden haben, da er durch das Rütteln an der Bewehrung und durch Erschütterungen beim Einbauen wieder gestört werden könnte. Nach dem Betonieren soll der Beton jedoch rasch erhärten.

4. *Verringerung des Schwindens:* Traß hat quellende Wirkung und vermindert dadurch das Schwinden des Betons.

7.4 Betonierung.

Der Kragarm wurde in vier Abschnitten betoniert, dabei die gesamte Fahrbahnplatte zuletzt am 3. Dezember in einem Zuge (Bild 7). Zum Verdichten des Betons dienten Tauchrüttler und Schalungsrüttler.

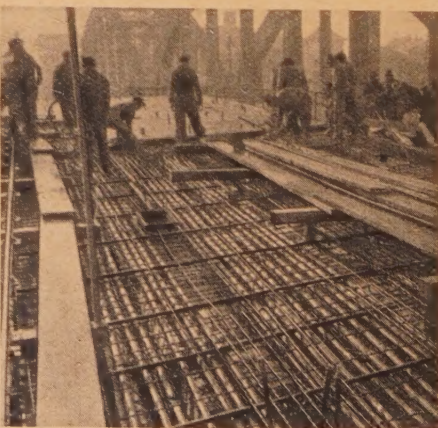


Bild 7. Betonieren der Fahrbahnplatte.

ler. Bei nur 20 cm Breite der Stege, in denen ein Kabel, die Schubbewehrung und Baustahlgitter eingebaut sind, war das Einbringen des Betons sehr schwierig. Unter 25 cm Breite sollte man keinesfalls gehen. Auch im gegenständlichen Falle wäre die Anordnung von fünf Längsrippen mit 25 cm Breite der inneren und 27,5 cm Breite der äußeren Rippen gegenüber den sieben Rippen mit 20 bzw. 25 cm Breite wirtschaftlicher gewesen. Die wirtschaftlichste Form ist etwa dort gegeben, wo die lichte Breite der Hohlkästen ungefähr das 1 1/2-fache der mittleren lichten Höhe beträgt.

Das Vorspannen selbst wurde in drei Stufen durchgeführt. Bei der 1. Spannstufe wurden alle Kabel bis auf jenes in jeder Längsrippe, welches nicht herabgezogen wurde, bis auf rund 90% der bleibenden Vorspannung vorgespannt. Nach dem 45. Kabel wurde das Lehrgerüst abgesenkt, um eine mögliche Beanspruchung der Platte durch die elastische Rückfederung des Lehrgerüsts nach oben auszuschalten. In der ersten Spannstufe wurden die Drähte

bis auf 85 kg/mm² beansprucht. Dem entspricht eine Kabelkraft von 70 t und ein Pressendruck von 480 at.

Bei der 2. Spannstufe wurde zur teilweisen Ausschaltung der Reibung kurz auf 600 at überspannt und dann bei 540 bis 570 at verankert. Dem entspricht eine Stahlspannung an der Presse von 95 bis 99 kg/mm², dem Pressendruck von 600 at eine solche von 103 kg/mm². Nach Aufhören des Kriechens und Schwindens beträgt die Stahlspannung an der Verankerungsstelle nur mehr 84 kg/mm² und im Mittel an der höchst beanspruchten Stelle des Kragarmes rund 80 kg/mm². Die größte Betonpressung tritt bei dieser Spannstufe in der überdrückten Zugzone, d. i. in der Fahrbahnplatte, auf. Sie beträgt mit Berücksichtigung der Einstiegsöffnungen 165 kg/cm². Zulässig sind nach der Norm 175 kg/cm². Um die für den noch jungen Beton hohen Spannungen zu vermindern, wurden am Kragarmende Betonplatten im Gewicht von 10 t aufgelegt. Es tritt hier der scheinbar paradoxe Fall ein, daß man die Brücke belasten muß, um ihre Spannungen zu vermindern.

Bei der 3. Spannstufe werden nach Montage der Einhängeträger die restlichen Kabel vorgespannt.

Die hydraulischen Spannpressen wurden an der Widerlagerseite angesetzt. Nur jene Kabelschar, die bis unter die Konsole für die Einhängeträger herabgezogen ist, wurde von beiden Seiten gespannt. Hier ist nämlich wegen der hohen Schubspannung die volle Kabelspannung erforderlich. Insgesamt wurden in der Längsrichtung des Kragarmes rund 6560 t Vorspannkraft eingebracht. Die Reibungsverluste wurden durch Versuch an den Meßkabeln, das sind jene, welche beiderseits bewegliche Spannköpfe hatten, mit 26% ermittelt. Sie waren höher, als in der statischen Berechnung angenommen worden war. Ursache dürfte die stärkere Anrostung der Spanndrähte und der Kabelhüllen sein. Da jedoch die größte Reibung am Ende des Kragarmes (im stark gekrümmten, herabgezogenen Teil der Kabel), die größte Beanspruchung des Kragarmes aber etwa in Kragarm-Mitte auftritt, konnten die erhöhten Reibungsverluste durch eine verhältnismäßig geringe, vorübergehende Überspannung von 550 auf 600 at ausgeglichen werden.

Bei drei Kabeln wurde durch je vier Schaufenster, die im Beton ausgespart und in den Kabelhüllen ausgeschnitten wurden, das Bewegungsspiel (die Dehnungen) genau beobachtet. Es hat sich eine fast vollkommene Übereinstimmung der Rechnung mit der Beobachtung ergeben.

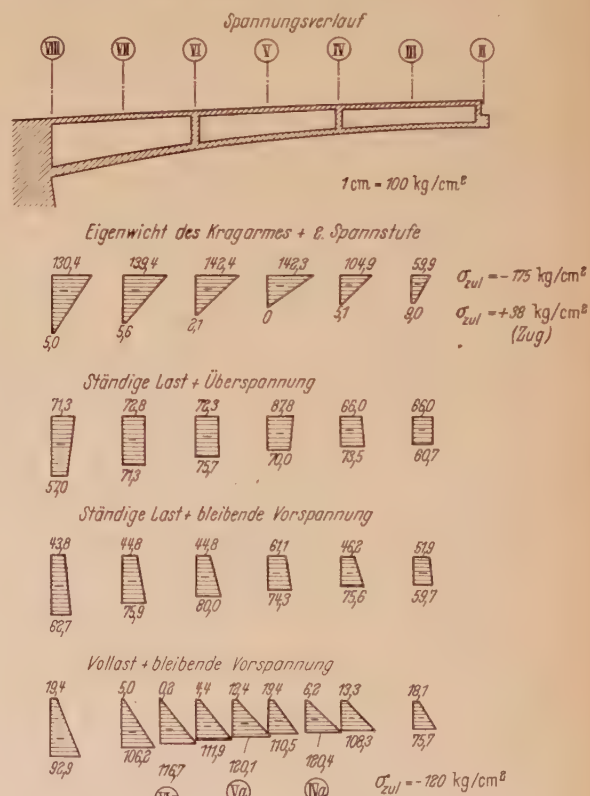
Herr ORBR Dr. techn. Luitpold Schmerber von der Obersten Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern hat mit Herrn Dr. Duckert vom Laboratorium der Gesellschaft für angewandte Geophysik in München Geräte entwickelt, mit denen man den ganzen Spannvorgang überwachen kann. Ihre Wirkungsweise besteht darin, daß die Änderung des elektrischen Widerstandes des ganzen Kabels während des Spanns gemessen wird. Sobald Unregelmäßigkeiten vorkommen, z. B. wenn ein Draht reißt, zeigt sich dies sofort durch eine ruckartige Änderung des Widerstandes. Durch Vergleichsmessungen können aber auch nach dem Spannen eingetretene Veränderungen noch nach Jahren festgestellt werden. Versuchsweise wurde diese Prüfung auch in Ebensee bei einem Kabel angewendet und es zeigte sich ein einwandfreies Arbeiten.

Herr Dr. Schmerber hat zusammen mit der oben genannten Gesellschaft noch ein anderes Gerät entwickelt, mit dem schon vor dem Einbau oder auch schon bei der Abnahme im Werk jedes Spannglied in einfacher Weise auf Fehlerquellen geprüft werden kann. Es darf vermerkt werden, daß Probestücke von Spanndrähten aus österreichischer Erzeugung bei der Prüfung nach diesem Verfahren recht gut abgeschnitten haben, sie zeigten sehr homogenes Gefüge. Es ist selbstverständlich, daß aus diesem Einzelergebnis noch nicht auf die ganze Erzeugung geschlossen werden darf. Die Wirkungsweise dieses Gerätes besteht darin, daß künstlich erzeugte Kraftfelder das zu prüfende Material durchfluten und geringste Gefügeänderungen Störungen in diesen Kraftfeldern hervorrufen. Diese Störungen werden optisch oder akustisch festgehalten bzw. auch selbsttätig am Material angemerkt. In Oberösterreich wird die Lösung dieser Aufgabe mit Ultraschall gesucht. Die Firma Dipl.-Ing. Kretz, Technische Werkstätten, Zipf, O.Ö., erzeugt schon seit längerer Zeit Geräte, bei denen mittels Ultraschall Werkstücke auf Fehler untersucht werden. Das Gerät wirkt in der Weise, daß mittels eines Sendekopfes im Werkstoff Ultraschallwellen ausgesendet werden, die von der Oberfläche des Werkstückes als Echo zurückkommen. Wenn

nun im Material Gefügeänderungen, wie Schlackeneinschlüsse, Lunker, Risse, Einkerbungen und dgl., vorhanden sind, unterbrechen diese Gefügeänderungen den Weg des Ultraschalls und geben ein Zwischenecho. Das Echo wird auf einem Lichtschirm optisch festgehalten. Aus der Entfernung des Zwischenechos vom Hauptecho kann der Ort der Gefügeänderungen genau festgestellt werden. An einem Versuchstag wurde ein Spanndraht-Ring von 1000 m Länge untersucht und hierbei nur eine Fehlstelle festgestellt. Hier zeigte der Draht im polierten Zustand unter der Lupe eine feine Oberflächenkerbe, die aber noch keine merkbare Festigkeitsverminderung bewirkte. Der Zerreißversuch ergab eine Festigkeit von 190 kg/mm² bei einer Gewährleistung von 165 kg/mm².

Das Einbringen großer äußerer Kräfte in einen Bauteil verursacht auch entsprechende Formänderungen. In unserem Falle sind es vor allem die Zusammendrückung des Betonquerschnittes, d. h. die Verkürzung des Kragarmes und damit zusammenhängend die senkrechten Verschiebungen des Kragarmendes. Die Verkürzung des Kragarmes wurde versuchsweise in der Weise gemessen, daß man in der Fahrbahnplatte und in der Druckplatte je einen Rundestab in einer Blechhülle verschieblich gelagert einbetonierte und ein Ende im Widerlagerblock verankerte. Die Längenänderungen, mit Meßuhren gemessen, ergaben am Ende der Vorspannung in der Fahrbahnplatte — 10 mm, in der Druckplatte — 2 mm. In diesen Werten sind auch die Längenänderungen zufolge Schwindens und Kriechens enthalten.

Die Hebung des Kragarmendes wurde durch Nivellement gemessen. Sie betrug nach der Vorspannung 65 mm, mit Berücksichtigung der Absenkung der Brunnen von 1,6 mm, bei Beachtung der 2½fachen Auswirkung der Senkung am Kragarmende jedoch 65 + 4 = 69 mm. Der errechnete Wert betrug ohne Kriechen und Schwinden 39 mm. Die Ursache der stärkeren Hebung liegt einerseits in dem bereits teilweise eingetretenen Kriechen des noch jungen Betons, andererseits darin, daß die E-Moduli im Entwurf 1950 der DIN 4227 zu hoch angesetzt waren.



In Bild 8 werden einige Spannungsbilder aus der statischen Berechnung in den verschiedenen Bauzuständen gezeigt.

1. Reihe: Eigengewicht des Kragarmes im Zustand nach der
2. Spannstufe (ohne Vorspannung Kabelschar 1).

Die große Druckspannung in der Fahrbahnplatte beträgt hier

12,4 kg/cm², die zulässige 175 kg/cm². Zugspannungen treten nir-
ends auf.

3. Reihe: Ständige Last (einschl. Einhängeträger) + bleibende
Vorspannung. Dieser Belastungsfall ist der Zustand der fertigen
Brücke ohne Verkehrsbelastung, also der am häufigsten auftretende
Belastungsfall. Hier zeigt sich eine ziemlich gleichmäßige Druck-
spannung in der Fahrbahnplatte und in der Druckplatte.

4. Reihe: Bei Vollast und bleibender Vorspannung beträgt die
größte Druckspannung in der Druckplatte 120,4 kg/cm² und die
kleinste in der Fahrbahnplatte 0,2 kg/cm². In den beiden letzten Be-
lastungsfällen ist die zulässige Betonspannung 120 kg/cm².

17 Das Auspressen der Kabel.

Der Auspreßmörtel für die Herstellung des nachträglichen Ver-
bundes soll vier wichtige Bedingungen erfüllen:

- Er soll möglichst die gleiche Festigkeit erreichen wie der Beton
des Tragwerkes.
- Er soll möglichst dünnflüssig sein, damit er alle Hohlräume
zwischen den Drähten und der Kabelhülle dicht ausfüllt.
- Er soll während des Abbindens und noch mehr während der
Erhärtung quellen, um den Verbund einwandfrei herzustellen.
- Seine Sedimentationsgeschwindigkeit soll möglichst gering sein.
- In besonderen Fällen ist ein rasches Abbinden und Erhärten
erwünscht.

Bei den in O.Ö. früher gebauten Brücken wurde als Auspreß-
mörtel meistens eine Suspension, bestehend aus Portlandzement,
Alfesil, Intrusion-Aid und Wasser verwendet. Dieser Leim hat
eben den vorher angeführten guten auch eine unangenehme Eigen-
schaft, er hat eine dunkelgraue bis schwarze Färbung. Wenn nun
dieser Mörtel durch allfällige Undichtheiten des Betons an die
Betonoberfläche austritt, dann beschmutzt er diese derart, daß für
die Wiedererlangung eines guten Aussehens eine Oberflächen-
behandlung aller sichtbaren Betonflächen erforderlich wird.

Es wurde daher nach einem Mittel gesucht, welches die unan-
genehme Eigenschaft nicht besitzt.

Von der Sika-Plastiment-Gesellschaft wurde für diese Zwecke
ein neuer Zementzusatz entwickelt und im Sommer 1953 in Öster-
reich auf den Markt gebracht. Das Mittel wird als Intraplast Z be-
zeichnet und gibt dem Zementmörtel eine etwas hellere Farbe. Über
die Wirkungsweise dieses Mittels lagen außer den Angaben, die die
Firma machte, keine praktischen Erfahrungen vor. Eine zumindest
vergleichsweise Prüfung mit dem Alfesil-Intrusion-Aid-Zusatz war
daher erforderlich. Es sei festgehalten, daß die Prüfung nicht mit
aller wissenschaftlichen Strenge durchgeführt wurde, da hierzu die
Zeit und die Einrichtungen fehlten. Bezüglich des Einflusses des
neuen Mittels auf den Beton und die Stahleinlagen führt die Firma
an, daß es absolut unschädlich sei. Bei der Bedeutung der Firma
und bei den verlässlichen Angaben, die man von ihr über ihre bis-
herigen Erzeugnisse erhielt, konnten diese Angaben zunächst ohne
Prüfung zur Kenntnis genommen werden.

Nachfolgende Suspensionen wurden miteinander verglichen
(Tafel 5). Bei den Proben mit Intraplast Z wurde der Anteil an Alfesil
(85 g) durch Zement ersetzt, so daß die feste Substanz immer
ungefähr gleich war (330 g).

Tafel 5

Erprobung von Mörteln zum Auspressen der Kabel

Proben Serien-Nr.:	Portland- zement 325	Portland- zement 325 spezial gemahlen	Alfesil	Intrusion-Aid	Intraplast Z	Wasser	Druckfestigkeit bei 150 Std. Wasserlagerung	Druckfestigkeit bei 28 Tagen Wasserlagerung	Trichter Durchlaufzeit
	g	g	g	g	g	g	kg/cm ²	kg/cm ²	sec.
A	330	—	—	—	—	167	281	427	—
B	—	330	—	—	—	167	362	476	—
C	330	—	—	—	—	134	472	613	—
D	—	330	—	—	—	134	589	709	—
E	250	—	85	3,35	—	167	126	216	—
F	—	250	85	3,35	—	167	155	240	110
G	330	—	—	—	10	167	211	306	16
H	—	330	—	—	10	167	249	334	28
J	330	—	—	—	—	134	—	—	—
K	—	330	—	—	10	134	386	448	210

Der Unterschied in den beiden verwendeten Zementsorten lag
vor allem in der Mahlfineinheit.

Tafel 6
Zementuntersuchung

Zementart	% Rückstand auf 4900-Maschensieb	Erstarrungs- beginn Std.	Erstarrungs- ende Std.	Kochprobe	28 Tage Kalt- wasserversuch	Raumgewicht g/lit.	Wasserzement- faktor W/Z	Ausbreitmaß [cm]	Mörtelversuch unter Verwendung der deutschen Normensande					
									Biegefestigkeit kg/cm ²			Druckfestigkeit kg/cm ²		
									Wasserlagerung			Wasserlagerung		
									3 Tage	7 Tage	28 Tage	3 Tage	7 Tage	28 Tage
PZ. 325 normal	2,54	4,4	6,0	bestanden	1100	0,6	19,5	40,0	56,5	80,4	206	319	449	
PZ. 325 spezial gem.	0,82	2,8	4,2	bestanden	1103	0,6	17,6	48,7	67,4	83,6	275	403	530	

Beide Zementsorten wurden einer Prüfung nach DIN 1164/42
unterworfen (Tafel 6).

Die vergleichenden Untersuchungen ergaben: Die Festigkeit des
Intraplast Z-Leimes war durchwegs höher als die des Alfesil-Leimes.
Die Dünnflüssigkeit wurde verglichen durch Messung der Ausfluß-
zeit aus einem Glasrichter mit einem inneren Rohrdurchmesser
von 8 mm. Beim Alfesil-Leim war die Ausflußzeit gegenüber dem
Intraplast Z-Leim fast fünfmal so lange und es mußte zuletzt noch
nachgestochert werden.

Weiter wurden Sickersversuche in mit Normengrobsand gefüllten
Glasflaschen durchgeführt. Nach Einfüllen des Mörtels wurde mit
einem Druck von rund 3 at nachgedrückt; die im Sandhohlraum
enthaltene Luft konnte hierbei nicht entweichen. Die Eindringung
war beim Intraplast Z-Mörtel etwa 1½ cm, beim Alfesil-Mörtel rund
1 cm, bei reinem Zementmörtel nur etwa 2 mm! Die Sedimen-
tation konnte recht gut dadurch beobachtet werden, daß beim
Alfesil-Mörtel in einzelnen Adern fast reines Wasser bis zum
Boden (etwa 7 cm tief) durchsickerte, ebenso beim reinen Zement-
mörtel, während der Intraplast Z-Mörtel wohl auch verdünnt, aber in
stärkerem Maße bis zum Boden durchsickerte. Bei angenähtem Sand
war die Durchsickerung wesentlich stärker.

An der Baustelle wurden die Kabel mit Leim nachfolgender Zu-
sammensetzung verpreßt: 50 kg Zement 325, 25 kg Wasser und
1,5 kg Intraplast Z. Er entspricht also etwa der Probe H. Probewürfel
von 20 cm Kantenlänge, die mit diesem Leim angefertigt wurden,
hatten nach 30 Tagen eine Festigkeit von 454 kg/cm². Vergleichs-
weise hat der Alfesil-Intrusion-Aid-Leim, wie er beim Auspressen
der Kabel bei der Muckenhamergrabenbrücke verwendet wurde,
nach 221 Tagen eine Festigkeit von 342 kg/cm² erreicht. Der
Erstarrungsbeginn war beim Intraplast Z-Mörtel etwas früher, die
Quellung geringer, jedoch auch nach dem Erstarrungsbeginn noch
vorhanden.

Vor dem Auspressen wurden die Kabel mit Wasser durch-
gespritzt und anschließend das an den Tiefstellen verbliebene
Wasser mit Luft aus Preßluftflaschen wieder ausgeblasen. Es sei
hier vermerkt, daß das Ausblasen mit Druckluft nicht zweckmäßig
ist, da bei stärkerem Luftzug die Kabel sofort wieder austrocknen.
Besser wäre es, Dampf durchzuleiten oder an der tiefsten Stelle
der Kabel einen Wasserablauf anzuordnen. Der Druck beim Aus-
pressen war 6 at.

Ein Tag nach Ende des Auspressens wurde die elektrische Hei-
zung der Hohlkästen abgeschaltet.

Bild 9 zeigt den ausgeschalteten linken Kragarm.



Bild 9. Ausgeschalteter linker Kragarm mit aufgebauter Schalung für die Einhängeträger.

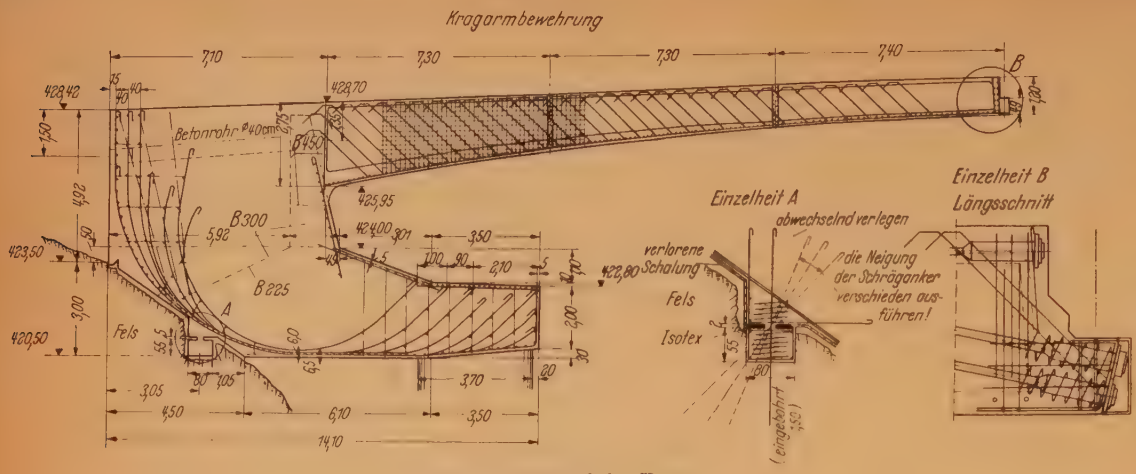


Bild 10. Bewehrung, linker Kragarm.

8. Verschwenken der alten Brücke.

Der rechte Brückenbogen der alten Brücke wurde während einer Nacht verschwenkt. Zu diesem Zwecke wurde die Brücke vor dem Widerlager durch ein Holzjoch abgefangen, aus den Lagern gehoben, diese entfernt und die Brücke auf 2 Stahlschlitten gesetzt, die unter den Hauptträgern angeordnet waren. Sodann wurde sie auf 2 parallelen Eisenbahnschlitten, die entsprechend dem Verdrehungsradius gebogen waren, mittels der Vorspannpresen verschwenkt. Das flußaufwärtige Lager auf dem Pfeiler wurde dabei als Drehpunkt angenommen. Das Holzjoch wurde flußabwärtig zur Sicherung gegen den späteren Fundamentaushub auf ein kleines Fundament gestellt, das bis unter die Sohle des neuen Widerlagers reichte.

9. Schlußwort.

Über die Gründung des linken und rechten Widerlagers (links mit Brunnen, rechts mit einer Unterwasserbetonwanne) wird ein besonderer Aufsatz in der „Bautechnik“*) demnächst erscheinen.

Der rechte Kragarm wurde im Sommer 1954 in ähnlicher Weise wie

*) Im Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

war, schnell voran. Je Tag wurden 2 Einhängeträger verlegt. Der erste Träger wurde auf einem Hilfsgerüst eingefahren, alle übrigen auf dem ersten eingebauten Träger, von dem aus sie dann seitlich verschoben wurden. Die gemessenen Durchbiegungen eines eingebauten Trägers bei Belastung durch den auf ihm eingeschobenen Träger stimmten recht genau mit den berechneten Werten überein.

Da die Randträger bei gleichem Trägheitsmoment wie die Mittelträger etwas schwerer als diese sind, hatten sie auch eine größere Durchbiegung. Um die Durchbiegungen auszugleichen, wurden die Randträger vor dem Betonieren der Querträger in der Mitte auf einem quer über die ganze Brücke gelegten, schweren Stahlträger angehoben. Nachdem die Querträger und Zwischenstreifen betoniert und die Quervorspannung durchgeführt worden waren, wurden die Randstreifen (Saumträger) genau nach einer stetig gekrümmten Bogenlinie eingerichtet und betoniert.

Nach Abtragung der alten Brücke und Durchführung der Restarbeiten wird die Brücke im Frühjahr 1955 fertiggestellt sein.

Über das schwingungstechnische Verhalten dieser Brücke liegen wegen der Eigenart des Systems noch keine Erfahrungen vor; sie werden erst bei der Befahrung gesammelt werden können.

Neue Bauart vorgespannter kreiszyklischer Wasserbehälter.

Von Dipl.-Ing. Karl Buyer, München.

Die bisher übliche Ausführung kreiszyklischer Flüssigkeitsbehälter mit biegeester Verbindung zwischen Sohlplatte und aufgehender Behälterwand hat zwei Nachteile. Vom statischen Gesichtspunkt aus ist die Annahme der vollen Einspannung der Behälterschale in die Sohle je nach den Untergrundverhältnissen nicht immer ganz erfüllt, und man kann nur schwer abschätzen, wie groß die elastische Einspannung wirklich ist. Ausführungstechnisch aber läßt sich eine Arbeitsfuge in der Nähe des Anschlusses der Behälterschale an die Sohlplatte kaum vermeiden, so daß gerade in der Gegend des größten Wasserdruckes die Gefahr von Undichtigkeiten besonders groß ist. Zur Vermeidung dieser Nachteile ist die im folgenden beschriebene Behälterbauart entwickelt worden.

Geht man vom statisch bestimmten Zustand aus, bei dem Behälterschale und Behältersohle längs des Fußkreises der Mittelfläche der Zylinderschale voneinander getrennt sind, so muß die Kontinuität zwischen Zylinderschale und Kreisplatte durch Randkräfte R und Randmomente M wieder hergestellt werden. Die Verformungen der Zylinderschale unter diesen Kräften lassen sich zwar genau ermitteln, nicht aber die der außerdem mit dem Flüssigkeitsdruck p belasteten, auf mehr oder weniger elastischer Unterlage ruhenden Kreisplatte.

Denkt man sich nun denselben aus Zylinderschale und dünner Bodenplatte bestehenden Behälter auf eine zuvor hergestellte, gegenüber der Bodenplatte des Behälters wesentlich dickere, also steifere Unterlagsplatte gestellt, so können nun die Verformungen der Kreisplatte unter der Annahme berechnet werden, daß sie auf einer starren Unterlage ruht (Bild 1). Diese Voraussetzung ist um so mehr erfüllt, je dicker die Unterlagsplatte gegenüber dem Behälterboden,

besonders im Bereich des Plattenrandes ausgebildet wird. Der durch R , M und p beanspruchte Behälterboden hebt sich dann längs einer bestimmten Randzone von der Breite b von der Unterlagsplatte ab, während er in dem daran anschließenden mittleren Bereich durch den Flüssigkeitsdruck satt auf die Unterlagsplatte gedrückt wird, so daß er keine Verformung erleidet. An dem beschriebenen Verformungsbild des gefüllten Behälters wird nichts geändert, wenn der nicht verformte, durch den Radius r_1 begrenzte innere Teil

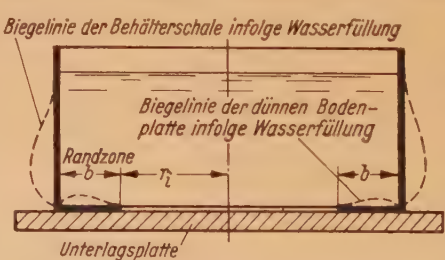


Bild 1. Verformung eines dünnwandigen Behälters auf starrer Unterlage.

des dünnen Behälterbodens mit der Unterlagsplatte vereinigt und mit ihr zusammen hergestellt wird. Von der ursprünglichen Behältersohle bleibt also nur eine schmale Kreisringplatte mit der Behälterwand monolithisch verbunden, sozusagen der statisch beachtenswerte Teil der Bodenplatte eines auf eine starre Unterlage gestellten und mit Flüssigkeit gefüllten Behälters.

Diese mit der Behälterschale an ihrem Fußkreis biegesteif verbundene Kreisringplatte ist gewissermaßen eine Blattfeder, mit der die Behälterwand an die nunmehr als Sohlplatte dienende Unterlagsplatte angeschlossen ist. Beim Vorspannen der Behälterschale wird die Kreisringplatte nach unten durchgebogen. Um diese Verformung nicht zu behindern, wird unter der Ringplatte zwischen

ar und der Sohlplatte eine Raumfuge ausgebildet (Bild 2). Außerdem wird der unten etwas verdickte Behälterfuß mit einem kreisförmigen Auflager versehen, um das die Behälterwand in den verschiedenen Lastfällen gelenkartig kippt. Dabei kann dieser ge-

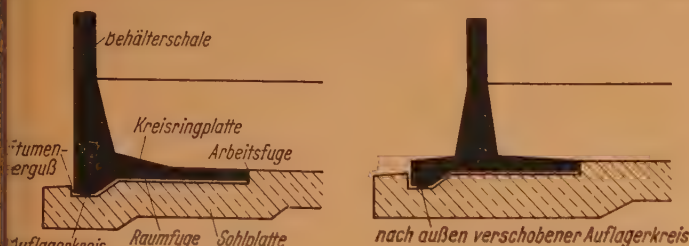


Bild 2. Elastischer Anschluß der Behälterschale an die Sohlplatte mittels einer dünnen Kreisringplatte.



Bild 3. Ausbildung mit nach außen verschobenem Auflagerkreis.

lenkige Auflagerkreis auch gegenüber dem Fußkreis der Mittellinie der Behälterschale nach außen versetzt werden (Bild 3), so daß bei leerem Behälter in der Behälterwand Längsmomente erzeugt werden, die entgegengesetzt den bei gefülltem Behälter entstehenden gerichtet sind. Diese Anordnung ist besonders bei Behältern mit schlaffer Bewehrung vorteilhaft. Man hat es demnach in der Hand, durch die konstruktive Ausbildung des Behälteranschlusses an die Sohlplatte mittels einer elastischen Kreisringplatte das Momentenbild in der Behälterschale zu beeinflussen.

Da Behälterschale und Kreisringplatte in einem Zuge betoniert werden können, entsteht eine günstig liegende Arbeitsfuge zwischen Kreisringplatte und Sohlplatte. Die Raumfuge unterhalb der Kreisringplatte kann durch Verguß mit einer geeigneten Fugenmasse gut gedichtet werden.

Im folgenden seien 2 Behälter beschrieben, die nach dieser Bauart ausgeführt und von der Firma Heilmann & Littmann Bau-A. G., München, für die Trinkwasserversorgung der Städte Regensburg und Schweinfurt im Auftrage der Stadtwerke entworfen und erstellt wurden. Beide Behälter wurden mit dem schweizerischen Wickelfverfahren BBRV unter Verwendung von Stahl St 145/165 von

Felten & Guilleaume in waagerechter Ebene vorgespannt. Außerdem erhielt die Behälterwand eine lotrechte Vorspannung mit St 90.

Beim Trinkwasserbehälter Regensburg (Bild 4) handelt es sich um eine kreiszylindrische Schale von 6,68 m Höhe mit einer Dicke von 16 cm bei einem Radius von 12,58 m, die in der Deckenplatte elastisch eingespannt ist, während sie unten durch eine 12 cm dicke Kreisringplatte mit der Sohlplatte elastisch verbunden ist. Die 25 cm dicke Deckenplatte stützt sich durch pilzförmig ausgebildete Säulen, die auf zwei konzentrischen Kreisen angeordnet sind, auf die 35 cm dicke Sohlplatte ab. Die beiden, in Brillenform angeordneten Behälter wurden rd. 2,50 m unter die bestehende Geländeoberkante gelegt und eingeschüttet. Im Scheitel beträgt die Überschüttung 1,3 m.

Die ebenfalls in Brillenform mit eingeschobenem Schieberhaus angeordneten Behälter für die Stadtwerke Schweinfurt (Bild 5) wurden oben mittels einer 17 cm dicken Kuppelschale abgedeckt. Am Übergang der Kuppelschale in die Zylinderschale wurde durch die Bewehrung ein vorgespannter Zugring ausgebildet.

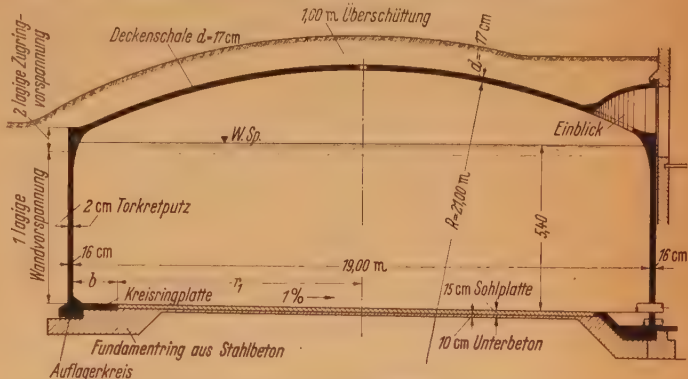


Bild 5. Trinkwasserbehälter Schweinfurt. Schnitt.

Während beim Regensburger Behälter eine durchgehende, ziemlich dicke Sohlplatte angeordnet wurde, wird die vorausgesetzte starre Unterlage beim Schweinfurter Behälter nur noch durch einen dickeren Stahlbetonring gebildet, denn es genügt, daß etwaige Verformungen des Untergrundes von der Randzone b des dünnen Behälterbodens ferngehalten werden.

Die das Federn der Kreisringplatte in den verschiedenen Belastungsfällen gewährleistende Raumfuge im Bereich zwischen dem äußeren gelenkig wirkenden Auflagerkreis und dem durch den Radius r_i begrenzten inneren Stützkreis wurde in beiden Fällen 2 cm breit angenommen und mit einer bekannten nachgiebigen Fugenmasse ausgefüllt. Die Breite b der Kreisringplatte wurde jeweils so berechnet, daß die Platte im Lastfall Wasserfüllung mit waagerechter Tangente an die Sohlplatte anschließt. In Regensburg ergab sich auf Grund dieser Bedingung eine Breite von $b = 1,05$ m, in Schweinfurt eine solche von nur $b = 0,96$ m. Man ersieht hieraus, daß die Breite b der Randzone, in der sich ein dünner Behälterboden von einer starren Unterlage abheben würde, sehr klein ist gegenüber dem Radius des Fußkreises der Behälterschale. In der Ausführung wurde zu den beiden errechneten Werten noch ein Sicherheitsmaß von 20 cm zugeschlagen.

Im Lastfall Wasserfüllung entstehen wegen der waagerechten Tangente der Kreisringplatte am Anschlußkreis r_i an die Sohlplatte keine Momente. Im Lastfall Vorspannung, in dem sich die Kreisringplatte nach unten durchschlägt, und wobei als Oberflächenkraft nur ihr Eigengewicht wirkt, betrachtet man sie als am Anschlußkreis in die Sohlplatte voll eingespannt.

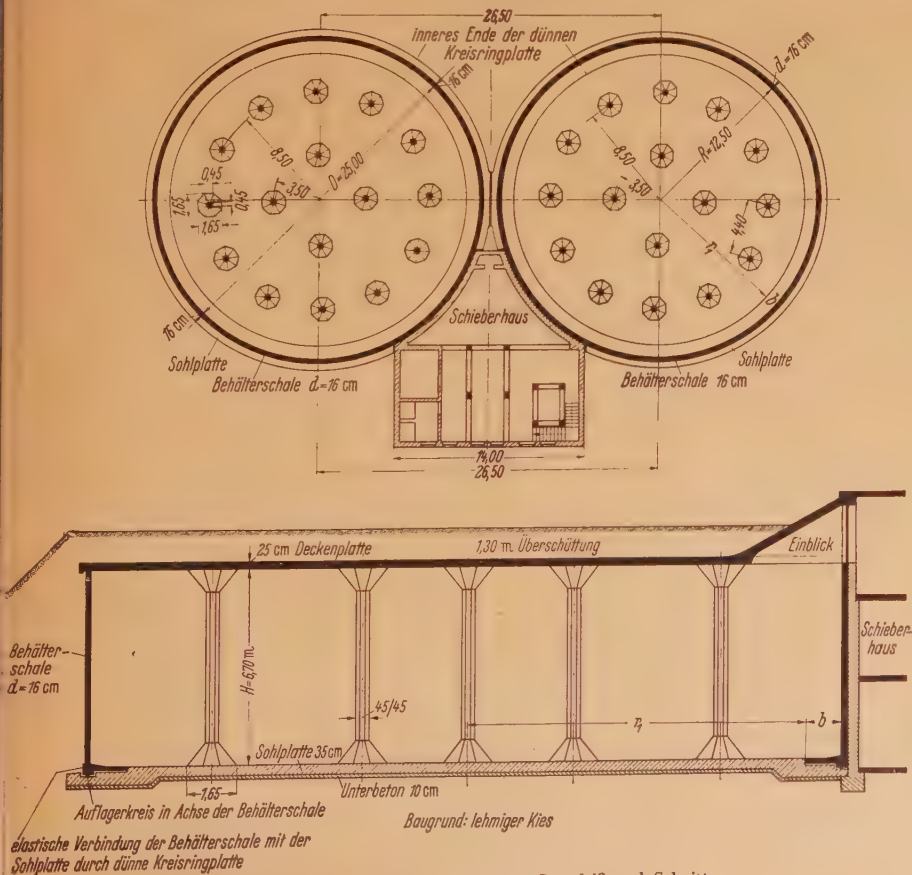


Bild 4. Trinkwasserbehälter Regensburg. Grundriß und Schnitt

Bemerkenswert ist bei den beiden beschriebenen Behältern auch die Verteilung der auf die Behälterwand aufgetragenen Spannbewehrung; sie weicht von der bisher üblichen, dem Verlauf des Wasserdruckes entsprechenden linearen Verteilung ab und wurde aus dem Verlauf zweier überlagerter Sinusschwingungen abgeleitet.

Verteilung der Spannbewehrung liegt nun darin, daß man die Amplituden a_1 und a_2 der beiden Sinusschwingungen so wählen kann, daß in der Behälterschale ein Verlauf der Ringdruckkräfte entsteht, der sich mit dem der Ringzugkräfte aus Wasserfüllung weitgehend deckt (Bild 8) und daß gleichzeitig die Längsmomente m_x nur halb

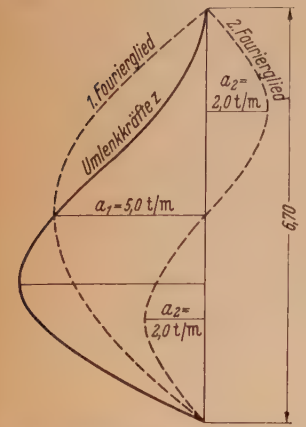


Bild 6. Verlauf der Umlenkkräfte aus der auf die Behälterschale aufgewickelten vorgespannten Ringbewehrung.

Bild 6 stellt den Verlauf der Umlenkkräfte aus der vorgespannten Ringbewehrung der Behälterschale dar. Die Zweckmäßigkeit dieser Vorspannung sei im folgenden an Hand der Kräftebilder des Behälters Regensburg aufgezeigt, der nach der Schalentheorie berechnet wurde. Die Randbedingungen der Kreiszylinderschale sind hierbei am oberen Rand: elastische Einspannung in die Deckenplatte, und am unteren Rand: elastische Kreisringplatte.

In Bild 7 seien zunächst die aus Wasserfüllung herrührenden Schnittgrößen dargestellt, also die Ringzugkräfte $n\varphi$, die Längsmomente m_x und dazugehörige Querkräfte q_x , die längs des ganzen Schalenumfanges gelten. Würde man die waagerechte Vorspannung der Behälterwand nach der üblichen linearen Verteilung der Umlenkkräfte vornehmen, so entstände im Lastfall Vorspannung ein

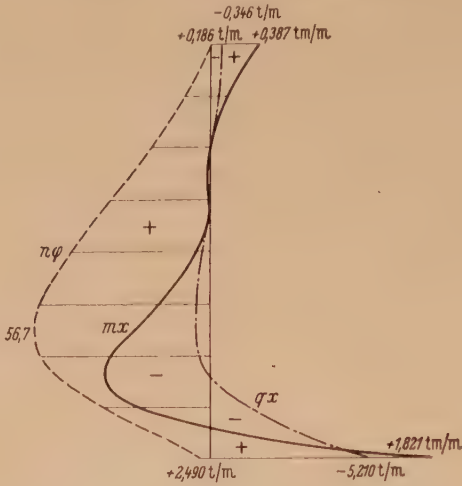


Bild 7. Schnittgrößen aus Wasserfüllung.

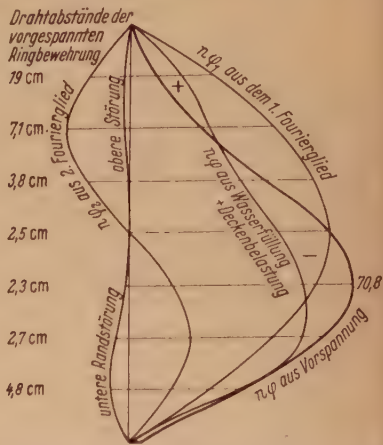


Bild 8. Deckung der Ringzugkräfte aus Wasserfüllung durch die von den Umlenkkräften nach Bild 6 herrührenden Ringdruckkräfte.

so groß werden wie die aus Wasserfüllung (Bild 9). Im Lastfall „gefüllter Behälter“ werden dadurch die Längsmomente aus Wasserdruck zwar nur bis etwa zur Hälfte abgebaut, aber es ergeben sich im Lastfall „leerer Behälter“ mit gleichzeitiger Berücksichtigung des Erddrucks Momente mit einem erträglichen Höchstwert (vgl. die Bilder 8, 10 und 11).

Bei beiden Behälterbauten wurde die Wand zuerst senkrecht vorgespannt und sodann die waagerechte Spannbewehrung aufgebracht.

Bei den Behältern in Regensburg sind die beiden Sohlplatten mit 1% Gefälle gegen das Vorbauwerk zu geneigt. Der dadurch entstehende schräge Anschnitt der Zylinderschale konnte nicht mit dem Wickelverfahren bestrichen werden, die Höhe der ersten Wicklung

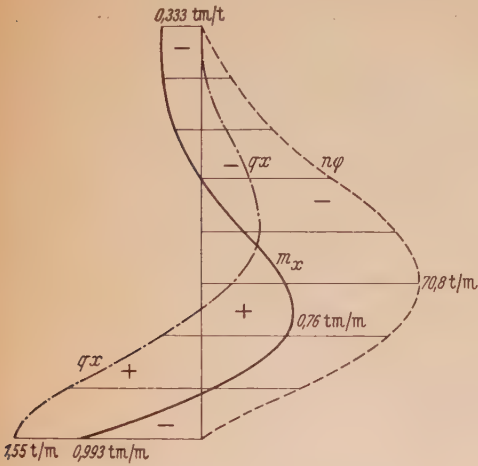


Bild 9. Schnittgrößen aus Vorspannung.

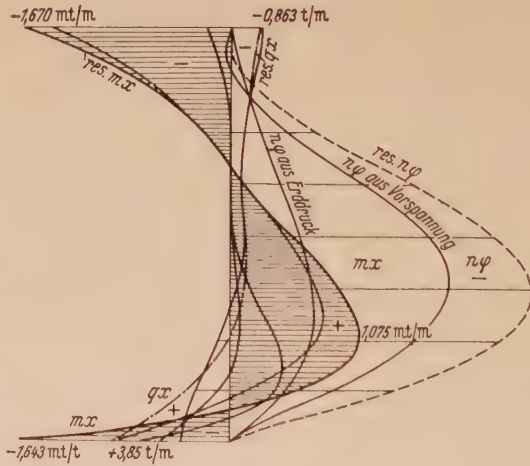


Bild 10. Schnittgrößen im Gebrauchszustand „leerer Behälter“.

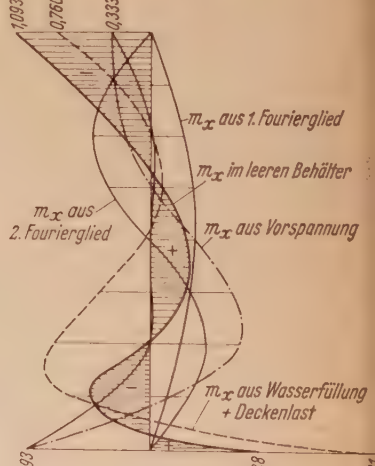


Bild 11. Momente m im Zustand „gefüllter Behälter ohne Erddruck“.

Kräftebild, das demjenigen aus Wasserfüllung in allen Punkten entgegengesetzt gleich wäre. Es würden dadurch also die gesamten Ringzugkräfte überdrückt und die Längsmomente m_x vollständig abgebaut, so daß im Lastfall „gefüllter Behälter“ die Behälterschale spannungslos erschiene. Demgegenüber träten im Lastfall „leerer Behälter“ die entgegengesetzt gleichen Längsmomente m_x auf, wie sie aus der Wasserfüllung entstehen. Handelte es sich dazu um einen eingeschütteten Behälter, so müßten hierzu noch die Längsmomente aus Erddruck addiert werden. Es entstünden somit Längsmomente mit einem sehr großen Höchstwert am unteren Ende der Behälterschale.

Der Vorteil der bei den beschriebenen Behältern angewandten

wurde vielmehr durch die Höhe der Rohrauslässe festgelegt. Dieser untere Bereich erhielt daher eine Vorspannung nach dem von der Firma Heilmann & Littmann entwickelten Verfahren, das es auf Grund seiner Einzeldrahtverankerung mittels Rundkeilen gestattete, die Spannglieder im Bereich der beiden übereinanderliegenden Rohrauslässe durch entsprechende konstruktive Maßnahmen auszuwechseln. Längs des Behältermantels sind dabei vier Verankerungsstellen angeordnet. Jeder der 4 mm dicken Spanndrähte läuft um den halben Umfang und gleitet zur Minderung der Reibung auf abgerundeten Stahlleisten. Die Verankerungsstellen selbst sind so ausgebildet, daß dort immer ein durchlaufender Draht mit einem an dieser Stelle verankerten abwechselt. Auf diese Weise wird

reicht, daß der durch Reibung in den Drähten verursachte Spannungsabfall zu keiner Ungleichmäßigkeit in der Gesamtspannung führt, da die nebeneinanderliegenden Drähte die Reibungsverluste genau gegengleich erleiden und somit ausgleichen. Bild 12 zeigt eine solche versetzte Verankerungsstelle.

Für das Aufbringen der vorgespannten Ringbewehrung der Behälter in Schweinfurt waren im Hinblick auf das andere statische System verschiedene Gesichtspunkte maßgebend. Die Ringbewehrung



Bild 12. Aufbringen der Spannbewehrung im unteren Bereich der Regensburger Behälter nach dem System „Heilitbau“.

ang besteht hier aus zwei Teilen, nämlich aus der einlagigen Bewehrung der Behälterschale und der zweilagigen zur Vorspannung des Zugrings der flachen Kuppel. Die Spannkraft des Zugrings wurde ihrer Größe nach so gewählt, daß bei voller Erdüberschüttung in der Kuppelschale der Membranspannungszustand nahezu erfüllt ist. Dadurch erhält die Kuppel auch nur eine sehr geringe Bewehrung.

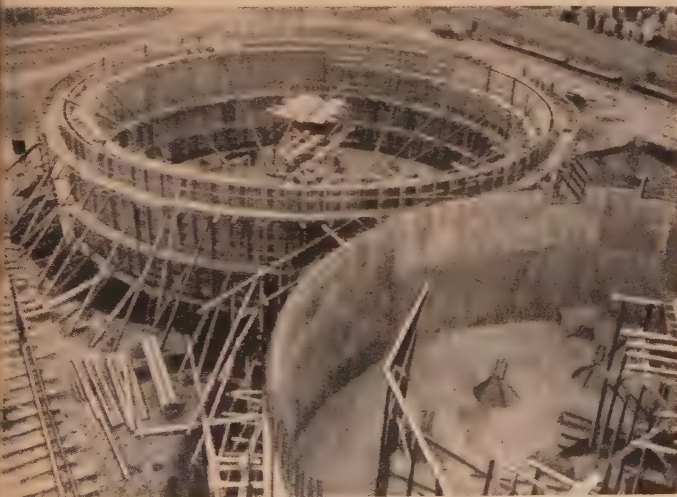


Bild 13. Behälter Regensburg. Ein Behälter in Schalung, einer bereits ausgeschalt.

Damit nun am Anschlußkreis der Kuppelschale an den Zugring beim Aufbringen der gespannten Ringbewehrung keine Biegemomente entstehen, und der Membranspannungszustand gewahrt bleibt, müßte die Auflast aus Erdüberschüttung im gleichen Maße aufgebracht werden wie die Vorspannung. Bei einer mit einem vollkommen unnachgiebigen Lehrgerüst unterstützten Kuppel könnte man nun zuerst die Erdüberschüttung vornehmen. Mit der fortschreitenden Ringvorspannung würden dann die Membrankräfte geweckt, so daß im Endzustand das Lehrgerüst nicht mehr belastet wäre. Da aber schon sehr geringe Verformungen des Lehrgerüsts zu großen Randmomenten in der Kuppel und damit zu Rissen führen können, wurden Vorspannung und Überschüttung im vorliegenden Falle unter völliger Außerachtlassung der Tragfähigkeit des Lehrgerüsts abschnittsweise vorgenommen, und zwar so, daß in keinem Fall Momente am oberen oder unteren Kuppelrand entstanden, die nicht mehr mit einer angemessenen konstruktiven schlaffen Bewehrung gedeckt werden konnten.

Es wurde wie folgt vorgegangen:

1. Vorspannen der Behälterwand mit erster Lage der Ringbewehrung. $M_r = + 1,154 \text{ tm}$.
2. Aufbringen der ersten Schüttung von 80 cm Höhe. $M_r = - 1,432$.
3. Zweite Lage der Ringvorspannung. $M_r = + 0,765$.
4. Aufbringen der zweiten Schüttung von 20 cm Höhe. $M_r = + 0,055$.

Die dabei im ungünstigsten Fall und nur kurzzeitig entstehenden Momente erforderten im Bereich des Kuppelrandes nur eine geringe

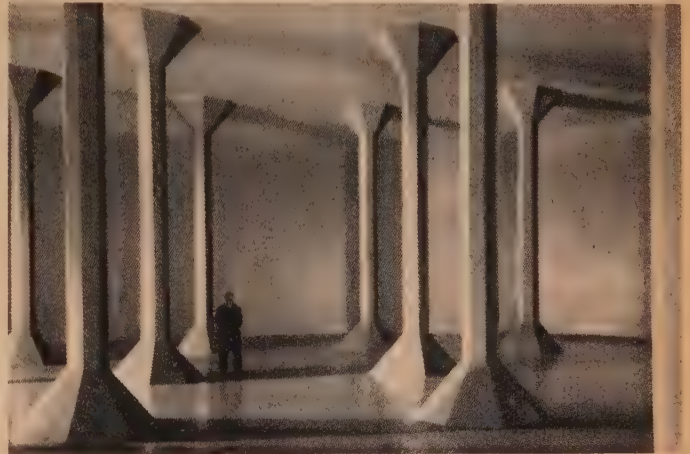


Bild 14. Trinkwasserbehälter Regensburg. Innenansicht.

konstruktive Bewehrung. Es wurde keinerlei Rissebildung beobachtet. Ferner kann auch mit Bestimmtheit angenommen werden, daß die sich einstellenden Momente sich nicht in der berechneten Höhe bewegen werden, da das bereits unter dem Kuppelengewicht unter Spannung gebrachte Lehrgerüst immer in der Lage sein wird, einen gewissen Teil der jeweils neu aufgetragenen Last zu übernehmen.

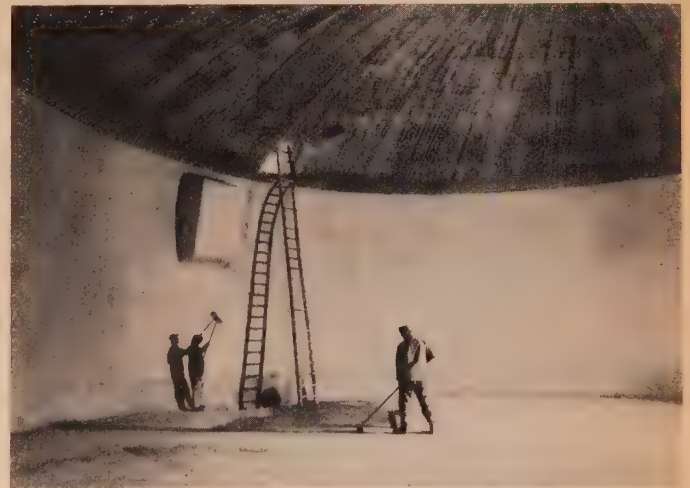


Bild 15. Trinkwasserbehälter Schweinfurt. Innenansicht.

Zum Schutz der aufgewickelten Ringbewehrung und als zusätzliche Sicherheit für die Dichtigkeit der Behälter wurden auf der Innen- und Außenseite der Behälterschale noch je eine Betonschicht von 2 cm aufgetrocknet. Das Rohbaumaß der Behälterwand beträgt somit in beiden Fällen 20 cm. Die Innenseite erhielt außerdem noch einen zweimaligen Chlorkautschukanstrich. Die Behälter sind seit März bzw. Juli 1954 in Betrieb und haben sich als völlig dicht erwiesen.

Die beschriebene Bauart für kreiszylindrische Wasserbehälter mit elastischer Kreisringplatte zwischen Behälterschale und Sohlplatte bietet neben großer Klarheit in statischer Hinsicht und neben ausführungstechnischen Vorteilen die Möglichkeit, ein ausgeglichenes Kräftespiel sowohl im gefüllten wie im leeren Behälter zu erzielen. Die Ausschläge der Wandmomente nach beiden Richtungen sind der Dicke der Behälterschale weit mehr angemessen als bei den bisher üblichen Ausführungsarten. Das System hat sich bewährt. Es wurde von der ausführenden Firma zum DBP angemeldet.

Vermischtes

Freitragende Treppe aus Spannbeton¹⁾.

In einem Institut der Universität von Bologna wurde eine freitragende vorgespannte Treppe über einem elliptischen Grundriß errichtet, deren tragendes Glied nicht wie sonst meist eine ge-

ebenfalls zwei lotrechte Spannglieder mit gleicher Spannkraft angeordnet. Wegen der räumlichen Krümmung des Treppenträgers treten besonders in seinem mittleren Teil erhebliche Verdrehungsbeanspruchungen auf, die dort eine Spiralbewehrung bedingen. Durch die Vorspannung des Treppenträgers werden neben den

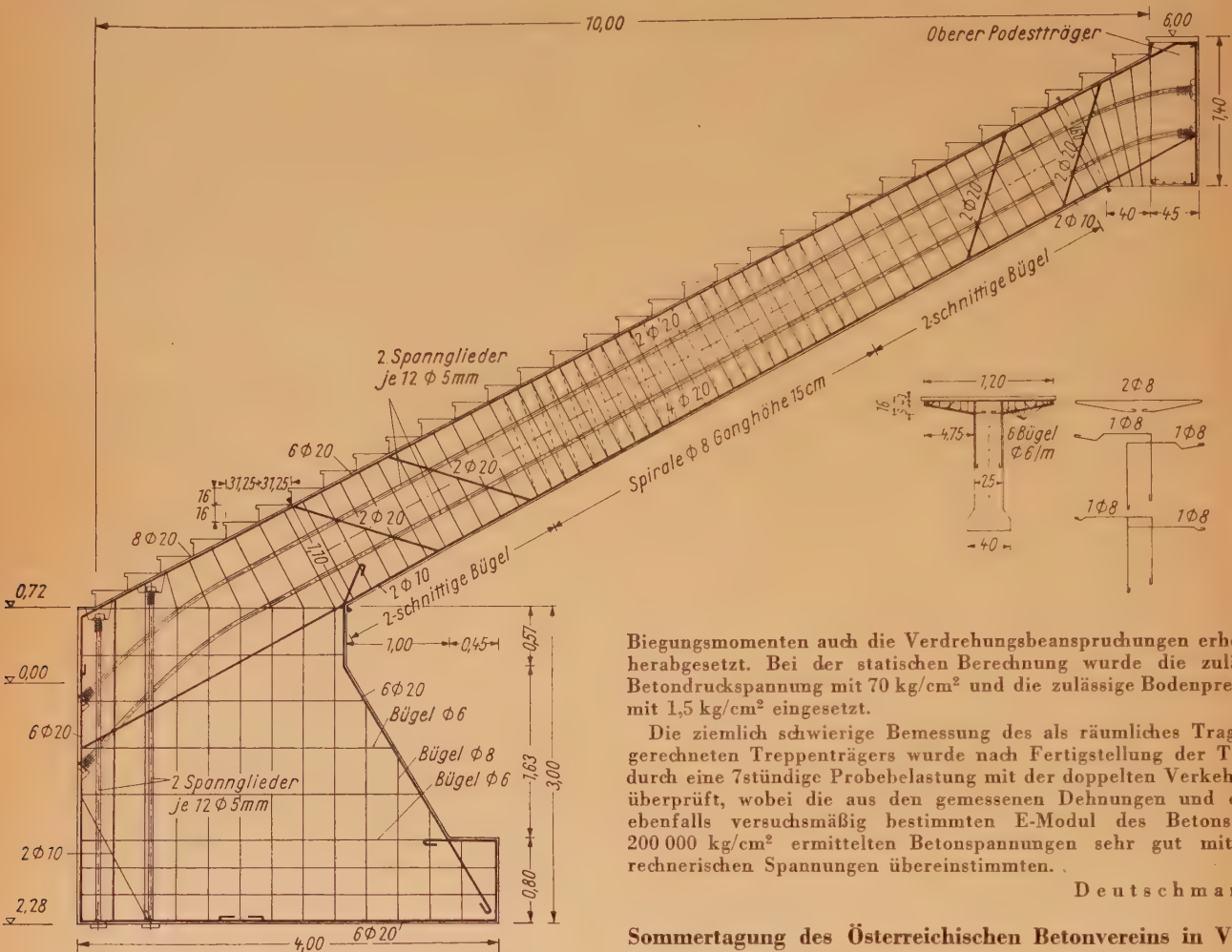


Bild 1. Bewehrungsplan der Treppe.

wendelte Platte ist, sondern ein einzelner Träger, über den die Stufen beiderseits herauskragen. Die Treppe ist am Fuße in einem Grundkörperblock eingespannt und am oberen Podestträger frei aufgelagert (vgl. Bild 1) und für eine Nutzlast von 420 kg/m² Grundfläche bemessen.

Die Anordnung der Bewehrung ist aus Bild 1 ersichtlich, das die Abwicklung des räumlich gekrümmten Treppenträgers in einer Ebene zeigt. Die beiden Spannglieder haben eine Spannkraft von je 22 t und bestehen aus je 12 Drähten Ø 5 mm. Sie sind nach dem italienischen System „Rinaldi“ verankert. An der unteren Einspannstelle sind zur Aufnahme der Einspannungsmomente im Grundkörperblock

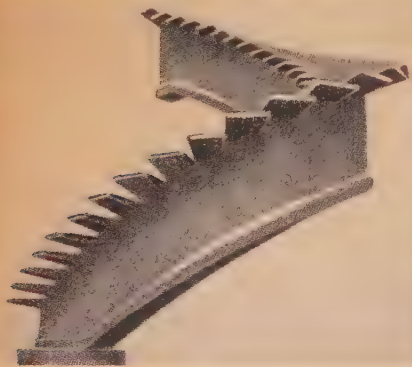


Bild 2. Freitragende Treppe aus Spannbeton.

Biegemomenten auch die Verdrehungsbeanspruchungen erheblich herabgesetzt. Bei der statischen Berechnung wurde die zulässige Betondruckspannung mit 70 kg/cm² und die zulässige Bodenpressung mit 1,5 kg/cm² eingesetzt.

Die ziemlich schwierige Bemessung des als räumliches Tragwerk gerechneten Treppenträgers wurde nach Fertigstellung der Treppe durch eine 7stündige Probelastung mit der doppelten Verkehrslast überprüft, wobei die aus den gemessenen Dehnungen und einem ebenfalls versuchsmäßig bestimmten E-Modul des Betons von 200 000 kg/cm² ermittelten Betonspannungen sehr gut mit den rechnerischen Spannungen übereinstimmten.

Deutschmann.

Sommertagung des Österreichischen Betonvereins in Velden am Wörthersee.

Nach den Begrüßungsworten der Vertreter der Kärntner Behörden, des dortigen Ingenieurvereins und des Generaldirektors der Österreichischen Draukraftwerke führte der Präsident des Österreichischen Betonvereins, Herr Baurat h. c. Tazoll, in seiner einleitenden Ansprache aus, der Österreichische Betonverein wolle durch Veranstaltung von Sommertagungen in den einzelnen Bundesländern die Ergebnisse der wissenschaftlichen Forschung und neuere Erkenntnisse der Baupraxis möglichst unmittelbar an alle Interessenten herantragen. Er setzte sich für die Erzielung eines gerechten Preises ein, der die einzig denkbare Unterlage für wirtschaftliches und hochwertiges Bauen sei. Besonders wies er hin auf die Wichtigkeit der Selbstkontrolle der Bauunternehmungen und erwähnte dabei die Einrichtung der Bauberatung des Deutschen Beton-Vereins, die wesentlich durch einen Österreicher, den vor 10 Jahren leider zu früh verstorbenen Ingenieur Brzesky, beeinflußt worden sei. Er eröffnete daher den Betontag zu Ehren von Herrn Brzesky.

Im ersten der insgesamt sieben Fachvorträge sprach Oberbaurat Wöhrer über „Betonstraßen in Kärnten“.

In Kärnten sind in den letzten Jahren hauptsächlich im Mölltal 17 km = 128 000 m² Betonstraßen gebaut worden. Außerdem ist dort zur Zeit die kürzeste Verbindung der Glocknerstraße mit Kärnten als Betonstraße im Bau.

Die Betonstraßen sind 7,50 m breit und haben 30 cm breite Randstreifen, die rot eingefärbt werden und sich sehr gut als Leitlinien für den Kraftfahrer, besonders bei Dunkelheit und Nebel, bewährt haben. Der Berichterstatter konnte sich davon überzeugen, daß die Wirkung auch über Jahre hinweg anhält. Es wurde durchweg zweischichtig gearbeitet mit 14 bzw. 15 cm Unterbeton und 6 bzw.

¹⁾ Nach „Giornale del Genio Civile“, 92. Jahrg., April 1954, S. 271.

im Oberbeton. Der Oberbeton wurde mit Ausfallkörnung 0/7 und 25 mm mit 350 kg/m³ Portlandzement Z 225 und 3 kg Plastimentigabe hergestellt. Die neueren Straßen erhielten alle 21 m Raumgitter mit zwei dazwischenliegenden Scheinfugen. Die Raumgitter wurden mit dem Wielandseisen hergestellt, die Scheinfugen in den Schichten eingelegt. Die Fugen wurden verdübelt, die Platten hoch nicht bewehrt.

Obwohl überall eine Frostschutzschicht von 50 bis 80 cm Tiefe vorgesehen war, traten an einzelnen Stellen Diagonalrisse auf, besonders dort, wo der Unterbau teilweise aus dem früheren festfahrenen Straßenplanum besteht. Vermutlich hätten die Risse vermieden werden können, wenn eine Bewehrung vorgesehen worden wäre.

Der Vortragende zeigte an Hand einer großen Anzahl vorzüglicher, in Teil farbiger Lichtbilder den Unterschied zwischen der alten und der neuzeitlichen Linienführung.

Anschließend sprach Professor Dr.-Ing. Pucher über „Das Hochhaus der Steyr-Daimler-Puch A. G. in Graz-Thondorf“. Das geschossige Wohnhaus wurde in seinen oberen 14 Geschossen in Schüttbeton (mit Hüttenbims) hergestellt und besteht nur in seiner Fassade und den unteren 2 Stockwerken aus Stahlbeton. Die Kosten der Wohnung liegen bei diesem 40 m hohen Bau über einer Grundfläche von 16 x 22 m noch unter den Kosten für einen sozialen Wohnungsbau vergleichbarer Größe.

Besondere Überlegungen erforderte die Gründung des Bauwerks, bei dem Ausmaß der Schüttbetonwände ungleichmäßige Setzungen unbedingt vermieden werden sollten.

Es wurde hier auch der Versuch unternommen, die tatsächlichen Bodenpressungen mit Hilfe eingebauter Dehnungsmeßstreifen zu messen.

Für den Schüttbeton wurde eine Ausfallkörnung aus Sand 0/12 Hüttenbims 12/25 mm verwendet. Beim Schütten der Wände mußte man von der Verwendung von Schüttrohren ab, weil darin die Mörtelumhüllung des Einzelkorns abgerieben wird. Der Schüttbeton wurde daher frei in die Wände eingeschauelt, ohne daß Entmischungerscheinungen auftraten. Verdichtet wurde mit langem Holzstamper. Dabei wurde eine möglichst vollkommene Frischbetondeckung angestrebt, um zu starke Streuungen der Festigkeit zu vermeiden. Die Decken sind 12 cm dicke mit Baustahlgewebe bewehrte Vollplatten. Als Schalung diente die auch in Deutschland bekannte Bino-Schalung ohne äußeres Stahlrohrgerüst. Der Bau wurde Ende November 1953 begonnen; Ende April 1954 war er bis zur Erdgeschoßdecke gediehen, danach wurde dann jede Woche ein Geschöß fertig.

Oberingenieur Kirchknopf (München) berichtete dann unter dem Titel „Vom Spannbeton zum Spannstadtdach“ über das Spannverfahren der Firma Held & Franke¹⁾. Dieses Verfahren hat sich, wie der Vortragende an zahlreichen Ausführungs-Beispielen bewies, bereits vielfach bewährt, und zwar sowohl für die Herstellung von Fertigteil- als auch Ort betonkonstruktionen.

Als besonders geeignet für leichteste Dachkonstruktionen stellte Oberingenieur Kirchknopf das von Dr. Makulan entwickelte Spannstadtdach heraus. Auf vorgespannten Drähten wird unmittelbar die Dachendeckung befestigt, die meist aus leichten Blech-Rollplatten (U. aus Aluminiumwellblechen) besteht. Die nur in Gebäuderichtung liegenden Spanndrähte werden an den Giebelseiten verankert, wozu zweckmäßig das letzte Binderfeld als starre Dachkante ausgebildet wird. Die Spanndrähte mit einem Durchmesser von 5 bis 7 mm sollen feuerverzinkt werden, da dem Korrosionsschutz der Drähte natürlich besondere Bedeutung zukommt. Durch die Verminderung des Gewichts der Dachhaut werden auch bei den übrigen Bauteilen erhebliche Einsparungen an Massen und damit Kosten erzielt. Das Verfahren eignet sich besonders für langgestreckte Schuppen und Hallen.

Sehr beifällige Aufnahme fand der Lehrfilm „Werkgerechter Beton“ des Deutschen Beton-Vereins. Auch in Österreich und anderen Ländern besteht lebhaftes Interesse an diesem neuen Lehrmittel für Studierende und Facharbeiter.

Prof. Dr.-Ing. Baravalle berichtete über „Stahlbeton-Sonderkonstruktionen in Kärnten. Forschungen und Ausführungen.“ An Hand zahlreicher Bilder führte er den Tagungsteilnehmern die Leistungen der Stahlbetonbauart in der engeren Umgebung des Tagungsortes vor. Er konzentrierte sich hierbei hauptsächlich auf Sonderkonstruktionen aus Fertigteilen.

Interessant für den deutschen Teilnehmer war die Tatsache, daß es neuerdings in Österreich ein Portland-Zement Z 425 geliefert wird, von dem sich besonders die Fertigteil-Industrie viel verspricht. Bemerkenswert waren auch die Ausführungen über die Verwendung von 36 m langen Torstahlstäben (Torstahl 40) Durchmesser 26 mm, die im Werk zusammengeschweißt, röntgengeprüft und in der vollen Länge per Eisenbahn an die Baustelle gebracht wurden. Professor Baravalle äußerte die Ansicht, daß heute auch schon die Möglichkeit

bestünde, Torstahl 80 mit entsprechend erhöhten zulässigen Spannungen für schlaffe Bewehrung zu verwenden.

Über die „Moderne Technik vorgespannter Druckrohre in Italien“ sprach der Direktor der Società Adriatica di Elettricità (Venedig) Dottore Ing. Di Brai. Eingemauerte Stahlrohre können als Druckrohre dann ungünstig sein, wenn Sickerwasser zwischen Außenmantel und das Rohr dringt. Der Außendruck des Wassers kann dann zu Einbeulungen und evtl. Rissen und Undichtigkeiten im Stahlrohr führen. Durch den besseren Verbund zwischen Stahlbeton- bzw. Spannbetonrohren und dem äußeren Mantel treten diese Erscheinungen bei Stahlbeton- und Spannbetonrohren nicht auf. Spannbetonrohre wiederum haben gegenüber Stahlbetonrohren besonders den Vorteil, daß sie 6 bis 10 mal dünner sein können als diese. In Italien werden hauptsächlich zwei Spannverfahren für Druckrohre verwendet; das eine arbeitet nach dem Wickelprinzip, ähnlich dem Preload-Verfahren, das andere nach einem von Professor Nervi entwickelten Verfahren, das den Frischbeton und die Bewehrung von innen nach außen drückt und damit vorspannt, also dem Freyssinetschen Spannbeton-Druckrohr-Herstellungsvorgang ähnelt. Der Vorteil des ersten Verfahrens ist der, daß die nur leicht bewehrten Betonrohre, auf die die Spannbewehrung dann aufgewickelt wird, im Schleuderverfahren hergestellt werden können. Beim Nervi-Verfahren wird zunächst ein dünner spiralbewehrter Zylinder betoniert und dann in eine Spezialschalung verbracht, wo der 9 cm breite Zwischenraum zwischen Außenschalung und Betonzylinder ausbetoniert wird. Von innen her wird dann der vorbetonierete Betonzylinder in Richtung des frischen äußeren Betons aufgedrückt, wobei der Beton reißt und das Überschußwasser aus dem Frischbeton nach innen entweichen kann. Die Bewehrung wird dadurch vorgespannt; durch eine gleichzeitige Dampfbehandlung wird ein schnelles Ausschalen ermöglicht. Dieses Verfahren wurde durch Änderung der Schalung, die dadurch der von Freyssinet verwendeten noch ähnlicher wird, weiter entwickelt, so daß das Vorbetonieren des „Bewehrungszyklinders“ entfallen kann.

Die Spannbetondruckrohre haben sich in Italien ausgezeichnet bewährt und sind selbst unter Berücksichtigung der erhöhten Einbaukosten bis zu 15% billiger als Stahlrohre. Diese Zahl gilt für die höchsten Innendrucke (etwa 12 at) für die Spannbetonrohre noch verwendbar sind. Bei geringeren Drücken sind die Ersparnisse gegenüber Stahlrohren noch größer.

Die Grenze der aufnehmbaren Innendrucke liegt beim Spannbetonrohr in der Höhe der erzielbaren Vorspannung. Diese kann beim Spannwickelverfahren nur bis zu einer gewissen Grenze getrieben werden, da die Drähte (Durchmesser etwa 6 mm) nicht enger als dicht an dicht gewickelt werden können. Es besteht jedoch die Möglichkeit, noch größere Drücke aufzunehmen, wenn man zwei Rohre konzentrisch anordnet und den Zwischenraum zwischen innerem und äußerem Rohr unter Druck mit Mörtel ausfüllt. Bei diesem Verfahren ließen sich auch die Rohrstöße durch Überlappung sehr günstig gestalten.

Am zweiten Tage berichtete Dipl.-Ing. Czernin, der Leiter des Forschungsinstitutes des Vereines der österreichischen Zementfabrikanten, über einige betontechnologische Untersuchungen des Zementforschungsinstitutes.

An Hand einer umfangreichen Versuchsreihe wurden mit Hilfe von 10- und 20-cm-Würfeln die Beziehungen zwischen dem Wassermenge, der Erhärtungsdauer und der Festigkeit des Betons untersucht. Der in einem Zwangsmischer gemischte und in einem Leimrührwerk angereicht erhaltene Zementleim wurde dem getrockneten, stets gleich zusammengesetzten Zuschlagstoff zugemischt. Durch Schwertrütteln und genauen Abstrich durch Oberflächenrütteln wurde der Frischbeton praktisch 100%-ig verdichtet. Es ergab sich die Gesetzmäßigkeit $W_{28} (w/z = x) = W_7 (w/z = x - 0,15)$. Die 28-Tagefestigkeit bei einem Wassermenge 0,7 z. B. ist also demnach die gleiche wie die 7-Tagefestigkeit bei einem Wassermenge 0,55. Diese Gesetzmäßigkeit erlaubt zwar den Schluß von der 7- auf die 28-Tagefestigkeit zu, reicht jedoch in der Praxis für Festigkeitsvoraussagen nicht recht aus. Die gesuchte Gesetzmäßigkeit zwischen der 3-Tage- und der 28-Tagefestigkeit war jedoch zunächst nicht festzustellen, da die Erhärtung im Anfangsstadium durch zu viele Faktoren (Hydratation des Zements) beeinflusst wird. Man will im Institut in späteren Versuchsreihen die 3-Tagewürfel bei 60° erhitzen lassen, um damit den Reifezustand eines 7-Tagewürfels zu erreichen.

Die Versuche können im übrigen schon darum als noch nicht abgeschlossen gelten, weil dem Institut nur eine 200-t-Pressen zur Verfügung stand, so daß die 20-cm-Würfel nur bei verhältnismäßig hohen Wassermengefaktoren geprüft werden konnten.

Im Schlußvortrag der Tagung sprach Professor Dr. h. c. Dr.-Ing. Tölke (Stuttgart) über „Gestaltung und Berechnung von Stau-mauern als Schalenträgerwerke“. Der Vortragende berichtete zunächst über die deutschen Erfahrungen mit Großstein-Beton an der Talsperre Bayernburg und an der zur Zeit im Bau befindlichen Okertal-

¹⁾ Vgl. u. a. Möll, Spannbeton, S. 78/79, Stuttgart 1954, Verlag Berliner Union.

sperre. Er wies dann auf die Vielzahl der Gestaltungsmöglichkeit von Talsperrenformen und -querschnitten hin, wobei besonderes Interesse die gelenkig gelagerten Mauern erregten. Eine gelenkige Lagerung kann z. B. durch Gründung auf Bitumenbeton (mit Festigkeiten von 300 bis 600 kg/cm²) erreicht werden wie an Hand eines Projekts gezeigt wurde. Diese Gründungsart ergibt ein vollplastisches Gelenk, das einwandfrei wirkt, wenn man ihm etwa zwei Tage Zeit läßt. Da weder Füllung noch Entleerung einer Talsperre jedoch in kürzeren Zeiträumen vorgenommen werden, ergibt sich hier eine neuartige Konstruktionsmöglichkeit, die das Bauen mit praktisch konstanter Wanddicke erlaubt.

Die besondere Schwierigkeit bei der Berechnung von Talsperren liegt darin, daß sowohl Modellversuche als auch ausführliche statische Berechnungen einen sehr großen Zeitaufwand erfordern. Professor Tölke bewies nun, daß es möglich ist, mit der Plattentheorie, also der Elastizitätstheorie, als Grundlage, sehr einfache und recht genaue Formeln zu entwickeln, die eine überschlägliche Berechnung in wenigen Tagen mit einer Genauigkeit von $\pm 10\%$ ermöglichen. während die üblichen Verfahren einen Zeitaufwand von mehreren Monaten erfordern. Dem konstruktiven Ingenieur ist damit die Möglichkeit gegeben, schnell zu übersehen, wie das, was er konstruiert, sich spannungsmäßig verhält.

Neben den sehr interessanten Vorträgen wurde den Tagungsteilnehmern ein umfangreiches Besichtigungsprogramm geboten, das u. a. auf die Baustelle des Winterspeicherwerkes Reißbeck-Kreuzeck der Österreichischen Draukraftwerke AG. führte. Besonders bemerkenswert an dieser Baustelle ist die Tatsache, daß die an Ort und Stelle in 2300 m Höhe gewonnenen Zuschlagstoffe nicht für Betonierzwecke verwendbar sind. Der Zuschlagstoff muß daher aus dem Drau-Tal entnommen und in 2300 m Höhe gebracht werden.

Ein Festessen vereinte die Tagungsteilnehmer zu einem stimmungsvollen geselligen Beisammensein. Die Betreuung der fast 500 Tagungsteilnehmer durch die Geschäftsführung des Österreichischen Betonvereins kann nur als vorbildlich bezeichnet werden. Misch.

Erste große Spannbetonkonstruktion in Ägypten¹⁾.

In Ägypten wurde das erste größere Spannbetonbauwerk fertiggestellt. Es handelt sich um das Dach einer Spinnereihalle in der Nähe Alexandriens.

Das Dach überdeckt eine Fläche von 43 · 68,4 m. Es besteht aus einer oberen und unteren nicht vorgespannten Stahlbetonplatte, die von einem System von Längsbalken und Querträgern aus Spannbeton getragen werden. Drei Reihen von 6 Säulen tragen das ganze Dach, eine Reihe in jeder Giebelwand und eine Reihe in der Mitte der Halle. In der Querrichtung der Halle haben die Säulen 8,6 m Abstand, in der Längsrichtung 34 m. Die Säulen an beiden Giebelwänden sind oben und unten gelenkig gelagert, so daß sie in der Längsrichtung als Pendel wirken und dadurch den Längenänderungen der Längsträger infolge Temperaturschwankungen, Kriechen und Schwinden sowie beim Vorspannen zwanglos folgen können.

Zwei Außenbalken und vierzehn Mittelbalken mit einem gegenseitigen Abstand von 2,87 m bilden die längs über zwei Öffnungen von 34 m durchlaufenden tragenden Elemente der Dachplatten. Die beiden Außenbalken haben L-Querschnitt mit einer Höhe von 1,60 m am Giebel, wachsend auf 2,30 m über der mittleren Unterstützung. Sie sind in voller Länge mit zwei 80-t-Spannkabeln und im Bereich der Mittelunterstützung zur Aufnahme der negativen Momente zusätzlich mit zwei kürzeren 80-t-Kabeln bewehrt. Die vierzehn dazwischensliegenden Längsbalken sind T-Balken, haben gleiche Höhe wie die

vorgenannten Balken und sind mit drei durchgehenden und zwei kürzeren 80-t-Kabeln bewehrt (Bild 1). Sie liegen im Giebel auf den Querträgern auf, während sie am mittleren Querträger aufgehängt sind. Die Querbalken in den Giebelwänden haben Rechteckquerschnitt 45 · 90 cm und erhalten ihre Vorspannung durch drei 80-t-Kabel und ein 50-t-Kabel (Bild 2); die Querträger über der mittleren Säulenreihe haben Rechteckquerschnitt 80 · 110 cm. Sie sind mit sieben 80-t-Kabeln und einem 50-t-Kabel vorgespannt. Die 80-t-Kabel sind nach dem Verlauf der Momentenlinie verlegt. Eine in Hallenmitte längslaufende Dehnungsfuge teilt das Dach und die Querträger in zwei Abschnitte.



Bild 2. Giebelseite mit den Gelenk-Säulen in 8,60 m Abstand, auf denen der äußere Querträger lagert. Auf ihm liegen die Längsträger.

Die oberen, 1,47 m weit gespannten Dachplatten sind als 6 cm dicke Stahlbetonplatten an Ort und Stelle betoniert worden. Die unteren Platten haben eine Spannweite von 2,47 m (Bild 3).



Bild 3. Innenansicht der Halle.

In dem Zwischenraum zwischen den beiden Dachplatten ist die Klimaanlage untergebracht, und zwar in sechs von den 15 Streifen zwischen den Längsbalken; die neun übrigen bleiben leer. In den Abschnitten, in denen die Luftkanäle liegen, sind die Stahlbetonplatten an Ort und Stelle betoniert, wogegen sie in den anderen Abschnitten vorgefertigt sind.

Vorgespannt wurde nach dem schweizerischen Verfahren BBRV; die 80-t-Kabel bestehen aus je 42 Drähten mit 5 mm ϕ . Die erste leichte Vorspannung wurde drei Tage nach dem Betonieren aufgebracht, um der Bildung von Schwindrissen vorzubeugen. Fünfzehn Tage nach dem Betonieren gab man den Balken eine derartige Vorspannung, daß man verantworten konnte, die Rüstung zu entfernen. Die endgültige Vorspannung wurde kurz vor dem Eindecken des Daches vorgenommen. Die Vermörtelung der Kabel wurde erst im letzten Augenblick durchgeführt.

Zunächst wurden alle Querträger, dann ein Streifen der unteren Dachplatte in Schalung betoniert beziehungsweise als Fertigteil eingelegt. Es folgte der anliegende Längsbalken, darauf ein weiterer Streifen der unteren Dachplatte und dann wiederum der angrenzende Längsträger und so fort. Anschließend wurden Teile der oberen Dachplatte betoniert, um die Längsträger gegenseitig abzusteuern. Die übrigen Teile wurden erst nach Fertigstellung der Luftleitungen erstellt.

Das Spannbetondach wurde entworfen von dem beratenden Ingenieur M. R. Roß, Schweiz; Unternehmer war die Concrete Development Co. v. Rothe.



Bild 1. Spannbewehrung der Längsbalken aus drei voll durchgehenden und zwei kürzeren Kabeln. Die beiden kürzeren und zwei längere sind bereits eingebracht, das dritte wird gerade herangezogen.

¹⁾ Vgl. Beton-Teknik 20 (1954), H. 1, S. 1 bis 12.

Aufgabenstellung:

Bild 1a. Schema des Versuchsrahmens.

Bild 1a. Schema des Versuchsrahmens.

Bild 1b. Versuchsrahmen als Teil des Gesamttragwerkes.

Bild 2. Versuchsrahmen.

Diagramm zur Bruchzustandsanalyse einer Balkenbrücke. Die vertikale Achse zeigt die Zahl der größten Belastungsblöcke (0 bis 125) und die horizontale Achse die Durchbiegung in cm (0 bis 4,37). Die Kurve zeigt den Verlauf der Bruchzustände mit verschiedenen Belastungsstufen (g , $g+1,5p$, $g+2p$, $g+2,5p$, $g+3p$, $g+3,5p$, $g+3,75p$, $g+3,9p$) und den entsprechenden Bruchzuständen (1 bis 11). Die Bruchzustände sind in Schubrisse, Biegerisse und Bruchrisse unterteilt. Die Durchbiegung beträgt 4,37 cm.

Bild 3. Rissebildung und Durchbiegungen des Versuchsrahmens in Abhängigkeit von der Belastung.

¹⁾ Nach Magazine of Concrete Research No 15, März 1954.

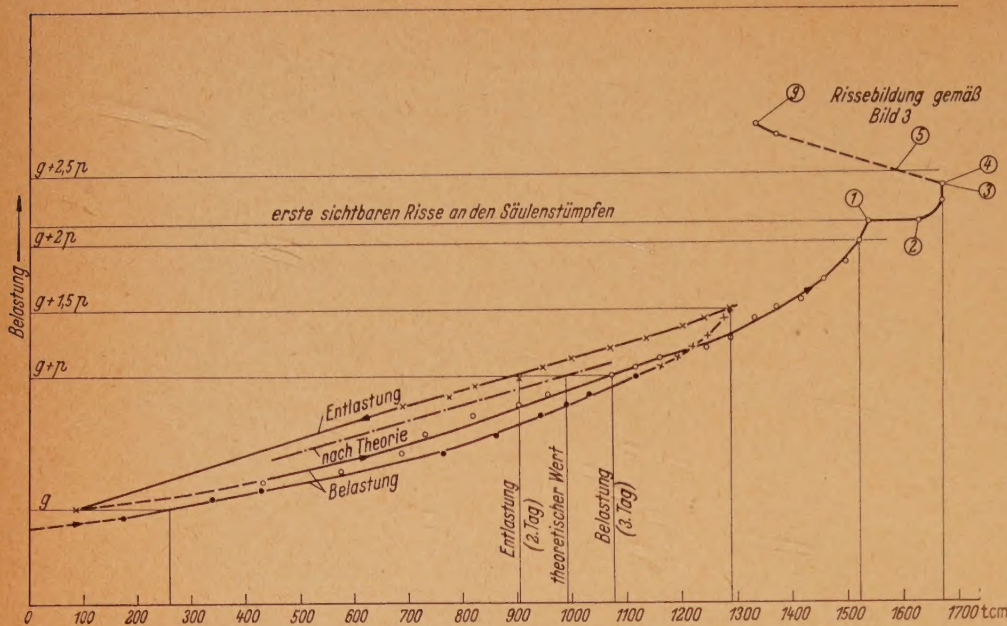


Bild 4. Knotenmomente des Versuchsrahmens in Abhängigkeit von der Belastung.

In diesem Zustand wurde innerhalb von 4 Tagen eine Reihe von Entlastungen und Wiederbelastungen vorgenommen: am ersten Tage wurden das Eigengewicht und die rechnerische Verkehrslast aufgebracht, am zweiten Tage wurde die Verkehrslast um 50% erhöht und darauf nach einer Stunde die gesamte Verkehrslast entfernt; am dritten Tage wurde erneut die Belastung bis zum Auftreten der ersten Risse gesteigert, die bei 214% der rechnerischen Verkehrslast zunächst in den Rahmenecken auftraten, nachdem die Belastung jedoch bis zum nächsten Morgen aufrechterhalten wurde, bildeten sich auch feine Risse in Riegelmitte an der Unterseite.

Am vierten Tage wurde die Belastung bis zum Bruch gesteigert, der bei 375% der Verkehrslast eintrat.

Besondere Beachtung verdienen die Risse Nr. 5 und 6 (vgl. Bild 3), die nahezu parallel zum Riegelrand laufen und einen Schubbruch vermuten lassen; nach ihrem Auftreten nahmen die Durchbiegungen stark zu (vgl. Bild 3), während die Knotenmomente (vgl. Bild 4) gleichzeitig trotz zunehmender Belastung abnahmen. Der Bruch trat schließlich durch die Schubrisse Nr. 10 und 11 in den Auflagerbereichen des Rahmenriegels ein. Die Durchbiegungen in Feldmitte sowie die Rissebildung im Riegel und in den Säulen sind im Bild 3 in Abhängigkeit von der Belastung dargestellt. Beachtlich ist dabei die Tatsache, daß der Elastizitätsmodul des Betons, der beim Aufbringen der Vorspannung nur rd. 280 000 kg/cm² betrug, sich aus den Durchbiegungen beim Belastungsversuch rechnerisch zu rd. 600 000 kg/cm² ergab, somit also im Zeitraum zwischen Vorspannen und Probelastung eine mehr als 100%ige Steigerung erfahren hat. Nach der Bruchbelastung wurde der Verbund der Spannglieder untersucht, ebenso der Verdichtungsgrad des durch Innenrüttler verdichteten Betons, wobei beide Untersuchungen keinen Grund zur Beanstandung ergaben.

Aus den Messungen der Festhaltekräfte am Kopf und Fuß der beiden Säulenstümpfe, die den waagerechten Scherkräften in den Momentnullpunkten der Rahmenstiele entsprechen, konnten auch die Knotenmomente ermittelt werden. Während bis zum Auftreten der ersten Risse die Größe der gemessenen Knotenmomente mit denen der statischen Berechnung gut übereinstimmte, trat bei höheren Laststufen eine Verminderung der Knotenmomente ein, d. h. das Tragverhalten des Rahmenriegels näherte sich immer stärker dem eines frei aufliegenden Trägers. Die Abhängigkeit der Stützmomente des Rahmenriegels von den einzelnen Laststufen ist aus Bild 4 ersichtlich.

6. Versuchsergebnisse

Bis zum Auftreten der ersten Risse verhielt sich der Versuchsrahmen wie ein monolithisches elastisches Tragwerk. Bemerkenswert ist die Tatsache, daß die Risse an den Säulen und in dem vorgespannten Riegel unter der gleichen Laststufe auftraten, wobei die Risse im Riegel lediglich etwas später auftraten, nachdem sich die durch die Rissebildung der Säulen bewirkte Verringerung der Stützmomente des Riegels in eine Vergrößerung seiner Feldmomente umlagern konnte.

Bei weiteren Laststeigerungen nahm die Endeinspannung des Riegels in zunehmendem Maße ab, und es traten dabei weitere

Risse im Riegel auf, während die Säulen bis zum endgültigen Zusammenbruch unverändert blieben.

Durch die geschilderten Versuche dürfte der Nachweis erbracht worden sein, daß die Bemessung von kontinuierlichen Tragwerken, die aus vorgespannten und nicht vorgespannten Stahlbetonteilen zusammengesetzt sind, nach dem bisher üblichen, auf den Voraussetzungen der Elastizitätstheorie aufbauenden Berechnungsverfahren ihre Gültigkeit beibehält, vorausgesetzt, daß den dabei auftretenden konstruktiven Fragen, insbesondere der Ausbildung der Verbindungsstellen hinreichende Sorgfalt gewidmet wird.

Deutschmann.

Neuartige Herstellung der Betonauskleidung eines Wasserstollens¹⁾

Im Zuge von Erweiterungsbauten ließ die amerikanische Pacific Gas & Electric Co. einen Wasserstollen von 1415 m Länge und

1,83 × 2,14 m Querschnitt bauen. Der Durchbruch wurde bei teilweise recht schwierigem Gestein in 175 Tagen hergestellt. Besonders interessant ist bei diesem Stollenbau die ungewöhnliche Art der Herstellung der Betonauskleidung, über die hier berichtet werden soll.

Wegen des brüchigen Gesteins mußte der Stollen auf seine gesamte Länge mit Bülzungsrahmen, bestehend aus lotrechten Stempeln und waagerechten Kappen aus 20 × 20 cm Kanthölzern, verzimmert werden. Bei der Herstellung der Betonauskleidung betrug der Arbeitsfortschritt 27,50 m/Tag. Die dafür verwendete Stahlschalung bestand aus Profilstahlrahmen, die an der Knickstelle des abgeflachten Bogens Scharniere hatten, mit daran befestigten Blechen von 6,35 mm Dicke. Jede Schalungseinheit hatte eine Länge von 9,15 m, so daß also bei dem oben erwähnten Arbeitsfortschritt an jedem Tag drei Schalungseinheiten benötigt wurden. Bewegt wurden diese Einheiten durch eine schienenfahrbare Vorrichtung, die mit den nötigen hydraulischen und Zahnradwinden ausgerüstet war.

Zum Betontransport standen 2 Züge aus schienenfahrbaren Behältern mit je 0,94 m³ Fassungsvermögen zur Verfügung. Hierzu kamen an der Einbaustelle eine auf dem Hauptgleis längs verfahrbare Gleisbühne, ein fahrbarer Druckluftbehälter und eine Leitung für die Druckluftförderung des Betons, die genügend lang war, um unter der Gleisbühne hindurch und über den Druckluftbehälter hinweg etwa 46 m in die Stollenschalung hineinzuragen.

Das Betonieren ging folgendermaßen vor sich: Am Stollenmund wurden die vier zu einem Zug gehörenden Betonbehälter (Bild 1)

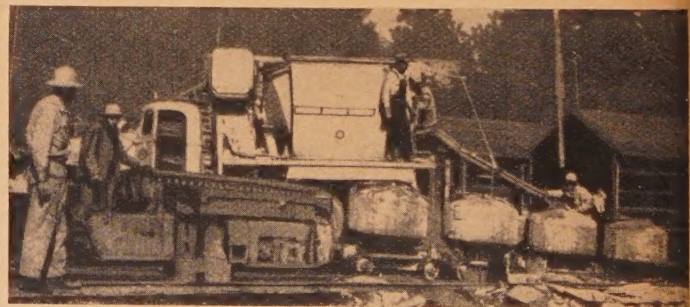


Bild 1. Füllen der Behälterwagen aus einem Transportmischer.

beladen und zu einer Ausweiche etwa in der jeweiligen Tunnelmitte gefahren. Nach Vorbeifahrt des leeren Zuges fuhr der gefüllte zur Betonierungsstelle. Dort wurde sofort der erste Wagen mit der 150 mm-Betonförderleitung und der Druckluftleitung durch Schnellkupplungen verbunden und der Beton in die Stahlschalungen eingepreßt. Die Schnellkupplungen für beide Leitungen befanden sich an der Schiebebühne. Nach Entleerung des ersten Wagens wurden die Kupplungen gelöst, der gesamte Zug etwas zurückgezogen, von der

¹⁾ Nach Constr. Meth & Equipm., Heft 2, 1954.

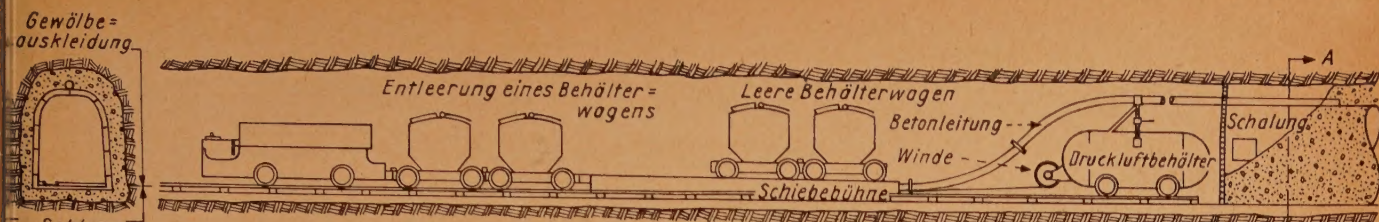


Bild 2. Herstellung der Betonauskleidung.

Die Schieberbahn eine kurze Rampe mit Hilfe doppeltwirkender Preßzylinder herausgeschoben und der leere Wagen über die Rampe auf die Schieberbahn geschoben. Nach Abkuppeln des leeren Wagens wurde der Zug wieder zurückgefahren, die Rampe eingezogen, der Zug wieder vorgedrückt und der nächste Wagen mit Hilfe der an der Schieberbahn befindlichen Schnellkupplungen mit den Leitungen verbunden. Dann folgte der dritte und danach der vierte Wagen, wobei die leeren Wagen hintereinander auf die Schieberbahn gedrückt wurden. Nach Entleeren des vierten Wagens wurden die leeren Wagen von der Schieberbahn abgezogen und der leere Zug fuhr zum Stollenmund zurück, wo er aus Transportmischern zu beladen wurde.

Nachdem die Stollenauskleidung auf die Länge einer Schalungseinheit fertiggestellt war, wurden alle zum Betoneinbringen benutzten Geräte einschließlich der Betonförderleitung mit Hilfe einer am Luftbehälter angebrachten Winde weiter nach hinten bewegt. Während des Betonierens befand sich die Betonleitung stets 50 m im Beton, um eine satte Ausfüllung des Zwischenraums zwischen Fels und Schalung zu gewährleisten. Zur Herstellung von 1,50 m Tunnelauskleidung wurden etwa 92 m³ Beton benötigt. Täglich brachte man etwa 12,2 m³ Beton ein. Die Stollensohle wurde ebenfalls mit Hilfe der oben beschriebenen Einrichtung bemört, wobei der Beton diesmal aber durch die Betonleitung zunächst in einen Verteilerwagen gefüllt wurde und dann von diesem aus auf der Stollensohle ausgebreitet, gerüttelt und abgestrichen wurde.

ausgezeichnete Erfahrungen mit Spannbetonfertigteilen bei unerwarteten Überbeanspruchungen¹⁾.

Auf der Bernina-Bahn wurden im Sommer 1949 unterhalb von Alp Grüm, wo sich die Bahnstrecke am Hang in drei übereinanderliegenden Streckenteilen und über entsprechende Kehrtunnel hochzieht, zwei Lawinengalerien von zusammen etwa 500 m Länge gebaut.

Eingehende Materialprüfungen und Kostenvergleiche führten zu einer Ausführung der 2000 m über dem Meere gelegenen Galerien mit Spannbetonfertigteilen.

Die bergseitigen Futtermauern wurden in Bruchsteinmauerwerk erstellt, die talseitigen Stützen, Unterzüge, Dachbalken und -platten waren Fertigteile. Aus Fertigteilstützen und -unterzügen wurden jeweils dreifeldrige Rahmen mit Stützweiten von 5,0 + 6,5 + 5,0 m als Tragkonstruktion für das Dach ausgebildet und zwischen den 6,5 m langen Feldern Dehnungsfugen angeordnet. Die bis zu 1 t schweren Fertigteile wurden baukastenmäßig in den Zugpausen aufgestellt und in der üblichen Bauart durch Anschlußbewehrung und Ortheton verbunden. Das Dach erhielt eine 6 cm dicke mattenbewehrte Überbetonschicht.

Bereits im Winter 1950/51 erfuhr dieses Bauwerk eine ganz ungewöhnliche Überbeanspruchung. Schneefälle in kaum gekanntem Umfang führten zu Belastungen, die weit über den rechnerisch zurechnenden 1000 kg/m² lagen.

Damit nicht genug, fegte eine Lawine einen 70 t schweren Motorwagen aus dem oberen der drei Streckenteile (der damals noch nicht mit einer Galerie versehen war) herunter. Die Maschine stürzte über die beiden darunter liegenden Galerien in die Tiefe und zerstörte. Auch diese ungewöhnliche zusätzliche Beanspruchung haben die Spannbeton-Tragwerke ohne jeden Schaden überstanden.

Die an dieser Stelle noch fehlende Galerie im oberen 3. Streckenabschnitt oberhalb Alp Grüm wurde drei Jahre später ausgeführt. Da man hierfür 10 statt 6 cm Deckenüberbeton vorsah und die Bauarbeiterlöhne inzwischen erheblich gestiegen waren, erhöhte sich der Gesamtpreis je m Galerie um etwa 18%. An einer Ausschreibungsposition aber, die wegen Fehlens jeder Erfahrung 1949 besondere Kopfschmerzen gemacht hatte („Aufrichten der Beton-

elemente einschließlich Verlegen der Zusatzarmierung“) läßt sich ablesen, wieviel wirtschaftlicher die Unternehmer beim zweiten Auftrag arbeiten konnten.

Die Nachkalkulation ergab, daß der Zeitaufwand je m Galerie für diese Arbeit um 24% und damit, trotz Erhöhung der Löhne, die Kosten für diesen Teil des Auftrags gegenüber 1949 um 17% gesenkt werden konnten. Eine Bestätigung also für die bekannte, in Deutschland leider nicht immer berücksichtigte Tatsache, daß durch entsprechende Einarbeitung der Belegschaft der Anschlußauftrag stets wirtschaftlicher kalkuliert werden kann als der erste, sofern man sich die Mitarbeit des gleichen Unternehmers sichert.

Misch.

DIN 4235 — Richtlinien für Innenrüttler.

Auf Vorschlag der VDE-Kommission 0113 ist für die Abschnitte 6 und 7 des Normblattes DIN 4235 — Richtlinien für Innenrüttler — folgende Neufassung gewählt worden, die den Anforderungen an die elektrischen Schutzmaßnahmen besser gerecht wird als die bisherige Fassung. In Kürze wird eine entsprechend geänderte Fassung des Normblattes DIN 4235 erscheinen:

6. Überlastung der Antriebsmotore.

Bei besonders steifem und grobkörnigem Beton wird das Gerät häufig über die Nennleistung beansprucht. Dies macht sich in der Regel durch eine übermäßige Erwärmung des Motors bemerkbar. In solchen Fällen ist das Gerät abzuschalten und Abhilfe gegen die Überlastung zu suchen. Zum Schutz der elektrischen Einrichtungen im Gerät wird an die Zuleitung zum Innenrüttler ein Motorschutzschalter ortsfest eingebaut. Als Betätigungsschalter des Rüttlers muß ein Motorschalter (Walzenschalter oder Nockenschalter) nach VDE 0660/12.52, Tafel 6, Geräteklasse c) (Lebensdauer von mindestens 100 000 Schaltspielen) vorhanden sein. Hebelschalter und Paketschalter sind nicht zulässig.

7. Elektrische Schutzmaßnahmen.

Bei elektrischen Antriebsmotoren sind besondere Schutzmaßnahmen erforderlich, um die Bedienungsmänner vor Schaden zu bewahren. Gemäß VDE 0100 „Vorschriften nebst Ausführungsregeln für die Errichtung von Starkstromanlagen mit Betriebsspannungen unter 1000 V“ müssen von einem zugelassenen Installationsunternehmen im Einvernehmen mit dem Elektrizitäts-Versorgungsunternehmen zusätzliche Schutzmaßnahmen gegen zu hohe Berührungsspannungen durchgeführt werden.

Wenn das Versorgungsnetz die Nullung gemäß 0100/3.52, § 3, Regel 6, zuläßt, ist diese durchzuführen. Andernfalls ist Erdung gemäß 0100/3.52, § 3, Regel 5 oder Schutzschaltung gemäß 0100/3.52, § 3, Regel 7, anzuwenden. Die Schutzleiter müssen über die Anschlußleitungen geführt werden, für die vieradrige bewegliche NSH-Gummischlauchleitungen oder mindestens gleichwertige Leitungen zu verwenden sind.

Die jeweils gewählte Schutteinrichtung muß stets in betriebsfähigem Zustand gehalten werden, damit eine Gefährdung der Bedienungsmänner, die zu Todesfällen führen kann, vermieden wird. Diese Einrichtungen sind mindestens täglich vor dem Einsatz der Geräte zu prüfen.

Bei Geräten mit Frequenzumformern oder Schutztransformatoren ist ein ausreichender Schutz gegen zu hohe Berührungsspannungen vorhanden, wenn die Spannung am Antriebsmotor niedriger als 65 V gegen Erde ist, also im Bereich der als ungefährlich anzusehenden Spannungen liegt.

Besondere Aufmerksamkeit ist den Anschlußstellen am Gerät und am Stecker zu widmen, da durch unsachgemäße Installation und Bedienung Drahtbrüche auftreten können, durch die der Schutzleiter unterbrochen werden oder das Gehäuse gefährliche Berührungsspannungen annehmen kann. An allen Einführungsstellen für elektrische Leitungen muß eine Zugentlastungsvorrichtung vorhanden und sachgemäß montiert sein.

Deutscher Ausschuß für Stahlbeton.

¹⁾ Nach Schweiz. Bauztg. 72 (1954), Heft 4, S. 41ff.

Zuschriften an die Schriftleitung

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

Zerna: Auslösen des Spannkraftverlustes infolge Reibung bei Spannbeton für Spannbeton. B. u. St. 48 (1953), Heft 9, S. 209–210.

Vorbemerkung:

Zu der Abhandlung haben die Herren Dr.-Ing. Beck, Frankfurt a. M., und Dipl.-Ing. Völter, Stuttgart, alsbald Stellung genommen. Wir bringen hier nur diejenige der beiden Zuschriften, in der die wesentlichen Überlegungen am kürzesten dargestellt sind.

Schriftleitung.

Zuschrift:

Wir bezeichnen mit μ die Reibungszahl zwischen Spannglied und Hilfsglied, mit μ^* diejenige zwischen Hilfsglied und Unterlage (Beton, Blechrohr usw.). Die aus den bekannten Gleichungen (1) bis (6) gefolgerte Gleichung (8) der Zernaschen Mitteilung ist aus Gleichgewichtsgründen nur gültig, wenn $\mu^* \geq \mu$ ist. Diese Voraussetzung dürfte in der Spannbetonpraxis häufig nicht erfüllt sein. Gleichung (8) müßte ohne diese Einschränkung meines Erachtens

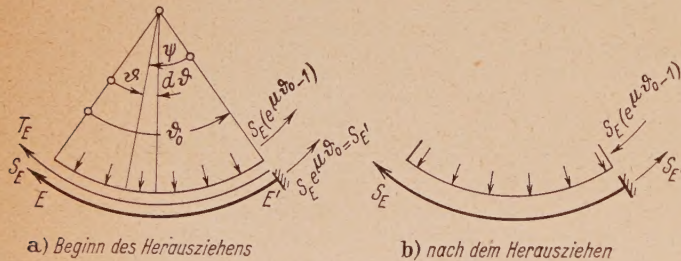
$$S_1 = S_E \cdot e^{-\bar{\mu} \vartheta} \text{ mit } \bar{\mu} = \min(\mu, \mu^*)$$

lauten.

Nach den Gesetzen der Reibung wirkt die aus dem jeweiligen Gesamtbelastungszustand herrührende Seilkraft reibungserzeugend, was in Gleichung (10) der Zernaschen Mitteilung mathematisch formuliert ist. Dann muß aber auch Gleichung (9) auf den Gesamtbelastungszustand bezogen werden, also richtig

$$k_t = \frac{dS}{R d\vartheta} = \frac{d(S_1 + S_2)}{R d\vartheta} \quad (9')$$

lauten. Oder mit anderen Worten, die Zernasche Gleichung (9) erfüllt nicht die Gleichgewichtsbedingungen. Setzt man den verbesserten Wert k_t in Gleichung (11) ein und löst die Differentialgleichung in der üblichen Weise, so erhält man für den Kräfteverlauf, der sich beim Herausziehen des Hilfsgliedes H im Spannglied G einstellt (s. Bild),



$$S = S_E e^{\mu \vartheta} \quad (16')$$

woraus folgt:

$$S = S_E' e^{-\mu(\vartheta_0 - \vartheta)} = S_E' e^{-\mu \vartheta}$$

Dies bedeutet, daß durch das Herausziehen des Hilfsgliedes nach einer Seite eine Überspannung des Spanngliedes von der anderen Seite her entsteht. Dies entspricht der Natur des Reibungsvorgangs, da die Richtung der Reibungskräfte von der Richtung der Relativbewegung in der Reibungsfuge abhängt, somit das Herausziehen des Hilfsgliedes nach der einen einem Nachspannen des Spanngliedes nach der anderen Seite entspricht.

Die dabei zum Herausziehen des Hilfsgliedes H benötigte Kraft beträgt

$$T_E = 2 S_E (e^{\mu \vartheta_0} - 1)$$

Die für $\mu^* \neq \mu$ geltenden Gleichungen können nach obigen Darlegungen unschwer angeschrieben werden.

Beck.

Erwiderung:

Ich danke den Herren Dr. Beck und Völter für ihre Bemühungen um die Aufklärung des Irrtums, Herrn Völter außerdem noch dafür, daß er sich der Mühe unterzogen hat, in seiner Zuschrift verschiedene Möglichkeiten zur zweckmäßigen Anwendung des Hilfsgliedes aufzuzeigen und sie kritisch zu beleuchten.

Herr Dr. Beck hat schon dargelegt, daß sich beim Herausziehen des Hilfsgliedes derselbe Spannungsverlauf einstellt, als wäre von E' aus das Spannungsmitglied mit der Kraft $S_{E'} = S_E e^{\mu \vartheta_0}$ angespannt worden. Allerdings besteht zwischen dem sogenannten Überspannen und der Verwendung eines Hilfsgliedes ein wesentlicher Unterschied: Beim Überspannen wird der Zweck verfolgt, an vorgegebener Stelle einen bestimmten Sollwert der Spannkraft zu erzeugen. Dies aber ist deshalb nicht in allen Fällen möglich, weil die Bestimmungen

DIN 4227 der Überspannung sehr enge Grenzen setzen. Wegen dieser Beschränkung ist man von Umlenk winkeln bestimmter Größe ab gezwungen, mehr Spannstahl einzubauen als zur Aufrechterhaltung der Sollspannkraft in dem betrachteten Querschnitt erforderlich wäre. — Dagegen ist es bei Verwendung eines Hilfsgliedes möglich, z. B. in der Mitte eines Einfeldbalkens den Spannstahl voll auszunutzen, ohne unzulässig hoch zu überspannen.

Im einzelnen kann dabei wie folgt vorgegangen werden: Soll z. B. ein frei aufliegender Einfeldbalken in Feldmitte die vorgegebene Spannkraft S_M aufweisen, so wird nur durch S_M ohne Berücksichtigung von Reibungsverlusten der erforderliche Spannstahlquerschnitt festgelegt. Der Balken besitze an beiden Auflagern je eine Spannstelle. Zusätzlich zu dem Hauptglied werden nun zwei Hilfsglieder eingelegt, die sich in Balkenmitte M berühren — aber dort nicht miteinander verbunden sind. Nun wird das Hauptglied an beiden Enden E und E' (gleichzeitig oder nacheinander) angespannt, und zwar, wenn der Einfachheit halber $\bar{\mu} = \mu^* = \mu$ gesetzt wird, auf:

$$S_E = S_{E'} = S_M e^{-\mu \vartheta_0},$$

wobei ϑ_0 der Umlenk Winkel zwischen Auflager E bzw. E' und Feldmitte M ist. Oder in Worten: an den beiden Spannstellen E und E' spanne man je auf diejenige Kraft an, die sich in Feldmitte M ergeben würde, wenn man in E und E' je auf S_M anspannen würde. Alsdann werden die beiden Hilfsglieder herausgezogen, und in Feldmitte M besitzt jetzt die Spannkraft genau den Sollwert S_M . Es muß besonders hervorgehoben werden, daß hierbei im Hauptglied keinerlei unzulässige Beanspruchungen auftreten. Während des Herausziehens der Hilfsglieder werden die Drücke der beiden hydraulischen Pressen konstant gehalten. Anschließend spannt man in E und E' z. B. ebenfalls auf S_M an.

Der Einfluß dieses Nachspannens pflanzt sich je bis zum Punkt ϑ^* fort. Für eine Balkenhälfte gilt nämlich: Aus

$$\begin{aligned} S_M e^{-\mu \vartheta^*} &= S_E e^{\mu \vartheta^*} \\ S_M e^{-\mu \vartheta^*} &= S_M e^{-\mu \vartheta_0} \cdot e^{\mu \vartheta^*} \\ e^{-2\mu \vartheta^*} &= e^{-\mu \vartheta_0} \\ \vartheta^* &= \frac{\vartheta_0}{2}, \end{aligned}$$

folgt

d. h. der Einfluß des Nachspannens reicht je bis zum Punkt $\frac{\vartheta_0}{2}$, in welchem nunmehr die niedrigste Spannkraft des Hauptgliedes herrscht:

$$S^* = S_M e^{-\frac{1}{2} \mu \vartheta_0}$$

Je nach Lage der Verhältnisse — ob Einfeld- oder Durchlaufbalken — können auf diese oder, wie Herr Völter nachgewiesen hat, auch auf andere Weise durch die Benutzung von Hilfsgliedern Vorteile erzielt werden.

Zerna.

Bücherschau

Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 117. Gas- und Schaumbeton. Graf, Otto und Schöffler, Hermann: Tragfähigkeit von Wänden und Schwinden. Gaede, Kurt: Kugelschlagprüfung von Porenbeton. 39 S. mit 16 Bildern. Berlin 1954, Vertrieb durch Wilh. Ernst & Sohn, Geh. 10,— DM.

Erstmalig wird in der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton über den neuen Baustoff Gas- und Schaumbeton berichtet. Durch Versuche an geschoßhohen, gemauerten Wänden sowie an geschoßhohen Wandtafeln wurde das Verhältnis der Wandfestigkeit zur Steinfestigkeit studiert, wobei auch der Einfluß der veränderlichen Festigkeit der Steine bzw. der Tafeln sowie des Mörtels berücksichtigt und der Einfluß der Wandöffnungen untersucht wurde; der letztere hängt stark ab von der konstruktiven Ausbildung der Fenster- bzw. Türstürze. Das bei Gas- und Schaumbeton besonders wichtige Schwinden wurde an Proben studiert, die in gespanntem bzw. ungespanntem Dampf — oder an der Luft gehärtet und den verschiedensten Lagerbedingungen unterworfen waren. Dabei zeigte sich, daß die in DIN 4164 — Gas- und Schaumbeton, Richtlinien für Herstellung, Verwendung und Prüfung —, das Schwinden betreffenden Vorschriften ergänzungsbedürftig sind. Die Kugelschlagprüfung, über deren Anwendung beim Schwerbeton bereits in Heft 107 der Schriftenreihe des DAfStahlbeton berichtet wurde, wird durch die im letzten Bericht beschriebenen Untersuchungen und die darauf aufbauenden Tafeln auch für das Gebiet des Porenbetons erschlossen, wobei sich dieses billige und schnelle Prüfverfahren insbesondere zur laufenden Überwachung der Fertigung im Werk und auf der Baustelle eignen dürfte. Deutschmann.